



**Demolição de edifícios de betão armado por métodos
explosivos. O caso de estudo do edifício C5 do Hospital
das Forças Armadas.**

David José Bento Rodrigues

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Militar

Orientadores

Professor Doutor João Paulo Janeiro Gomes Ferreira

Tenente-Coronel Engenharia Raul Fernando Rodrigues Cabral Gomes

Júri

Presidente: Professora Doutora Ana Paula Patrício Teixeira Ferreira Pinto França de
Santana

Orientador: Tenente-Coronel Engenharia Raul Fernando Rodrigues Cabral Gomes

Vogais: Professor Doutor Jorge Manuel Calição Lopes de Brito

Outubro de 2014

Agradecimentos

A realização desta dissertação, documento de carácter individual, apenas foi possível graças ao apoio e ajuda de várias pessoas que, de forma directa ou indirecta, contribuíram para a sua realização.

Gostaria de expressar um especial agradecimento ao Capitão Basto, e aos Sargentos que fazem parte da sua equipa, no Centro de Treinos em Explosivos e Contra-medidas, do Regimento de Engenharia n.º 1, por toda a informação disponibilizada, pelo conhecimento teórico e prático que me transmitiram durante a execução da demolição do edifício C5 do hospital das Forças Armada, por toda a disponibilidade e ajuda prestada ao longo da realização deste documento e pela dedicação e Espírito de Camaradagem revelados.

Ao Sr. Professor João Gomes Ferreira e ao Tenente-Coronel Raul Cabral Gomes, gostaria de agradecer toda a ajuda e apoio conferido ao longo da orientação deste documento, pelas sugestões dadas, por todo o incentivo e pela autonomia que concederam ao autor.

Aos meus pais e família que sempre me ajudaram em todo o meu percurso académico, que me apoiaram em todas as decisões e me proporcionaram todas as condições para que pudesse alcançar os meus objectivos.

À Isabel, por todo o seu amor, apoio, carinho e compreensão, por toda a motivação nos momentos difíceis e pela sua dedicação.

Resumo

Com o avançar da idade, as estruturas existentes no parque habitacional Português começam a apresentar sinais de elevada degradação. Tal facto prenuncia a necessidade de demolir todas as estruturas cuja reabilitação já não pode ocorrer.

A demolição de estruturas por métodos explosivos é uma técnica relativamente desconhecida em Portugal. No entanto, começa a apresentar alguns registos de ocorrência, relativamente reduzidos e realizados na sua maioria por empresas estrangeiras. Face ao reduzido conhecimento existente sobre esta forma de demolição, pretende-se contribuir para o desenvolvimento do conhecimento relativo à fase de projecto e de execução.

Neste estudo, é abordado a forma com o projecto de demolição por métodos explosivos é executado, salientando o método de cálculo, que se encontra na base do *software* usado na modelação do mecanismo de colapso, e dá-se ênfase à forma como as cargas explosivas são calculadas.

Apresenta-se um caso de estudo, no qual é possível compreender toda a sequência de trabalhos que antecede a demolição e como esta é planeada e executada. São mencionados os principais impactes resultantes deste tipo de demolição e a forma como estes são controlados e minimizados. É também realizada uma análise económica comparativa simplificada entre a demolição por métodos explosivos e a demolição tradicional.

Todos os métodos de demolição têm o seu campo de aplicação, apresentando vantagens e inconvenientes que lhe são inerentes. No entanto, a demolição por métodos explosivos, aplicada a edifícios de betão armado que apresentem alguma dimensão em altura, é uma solução a ponderar pois possui várias vantagens.

Palavras-chave: métodos explosivos, métodos tradicionais, demolição de estruturas, edifício de betão armado

Abstract

As time advances structures in Portuguese built areas start to show high levels of degradation. This goes by suggests that when rehabilitation is no longer a viable option these structures need to be demolished.

The demolition of structures by the use of explosives is a technique more or less unknown in Portugal, however it starts to occur, even though in a small number and mostly done by foreign companies. Given the reduced knowledge of the use of demolition methods by explosives in Portugal, this study seeks to compensate existing flaws in the project and execution phases.

This study starts with a brief introduction, wherein the explosive demolition project methodology is analysed, highlighting the calculation method used which is the base of the software used to model the collapse mechanism, as well as the calculation of the explosive charges.

A case study is also analysed allowing understanding all the sequential work done prior to the demolition, in essence its planning and execution. The main impacts of this type of demolitions are also discussed and how these are both controlled and minimised. Finally, a comparative economic analysis between explosive demolitions and traditional demolitions is performed.

All demolition methods have their applications, advantages and disadvantages. However, the explosive demolition methods applied to high reinforced concrete buildings can be a viable solution due to the advantages they present in these situations when compared to other methods.

Keywords: explosive method, traditional method, structure demolition, reinforced concrete building

Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objectivos	1
1.3. Metodologias	2
1.4. Organização da dissertação	2
2. Estado-da-Arte – Demolição por métodos explosivos	5
2.1. Campo de aplicação	5
2.2. Mecanismo de colapso	6
2.2.1. Mecanismo do tipo implosão	7
2.2.2. Mecanismo do tipo telescópio	7
2.2.3. Mecanismo do tipo derrube	8
2.2.4. Mecanismo do tipo colapso progressivo	10
2.2.5. Factores a considerar na escolha do mecanismo de colapso	11
2.3. Trabalhos preparatórios – esterilização, pré-enfraquecimento e tiros de ensaio.....	12
2.3.1. Esterilização.....	12
2.3.2. Pré-enfraquecimento	13
2.3.3. Tiros de ensaio	14
2.4. Explosivos	15
2.4.1. Classificação dos explosivos	15
2.4.2. Decomposição química dos explosivos.....	16
2.4.3. Características gerais dos explosivos	18
2.4.4. Parâmetros que influenciam a quantidade de explosivo	19
2.5. Sistemas de iniciação	21
2.5.1. Sistemas de iniciação eléctricos.....	21
2.5.2. Sistemas de iniciação não eléctricos.....	23
2.5.2.1. Detonadores pirotécnicos.....	23
2.5.2.2. Detonadores não eléctricos.....	24
2.5.2.3. Cordão detonante	25
2.5.3. Detonadores electrónicos	26
3. Projecto de demolição por métodos explosivos	29
3.1. Fases do projecto de demolição por métodos explosivos	29
3.2. Método dos elementos aplicados	31
3.2.1. Contextualização do método dos elementos aplicados	33
3.2.2. Teoria base do AEM	34
3.2.3. Molas de ligação	34
3.2.4. Modelos constitutivos	36
3.2.5. Colisão entre elementos	37
3.2.6. Energia dissipada durante o contacto	38

3.2.7. Graus de liberdade	40
3.2.8. Matriz de rigidez.....	40
3.2.9. Ligação entre diferentes componentes.....	40
3.3. Cargas explosivas	43
3.3.1. Parâmetros de desenho de cargas.....	43
3.3.2. Cálculo de cargas explosivas	44
3.3.2.1. Método da carga específica	44
3.3.2.2. Método Português para o cálculo de cargas	45
3.3.2.3. Regras para a aplicação do modelo.....	46
4. Caso de estudo – Edifício C5 do HFAR	47
4.1. Considerações gerais – descrição do edifício	47
4.1.1. Caracterização estrutural.....	48
4.1.2. Caracterização da envolvente	49
4.2. Descrição da demolição	50
4.2.1. Diferentes fases da demolição	51
4.2.1.1. Implementação do estaleiro	51
4.2.1.2. Esterilização da estrutura	51
4.2.1.3. Pré-enfraquecimento	52
4.2.1.4. Trabalhos de furação e contenção na fonte.....	53
4.2.1.5. Tiros de ensaio	54
4.2.1.6. Colocação das cargas e disparo	54
4.2.1.7. Verificação pós-detonação e remoção da pilha de escombros	55
4.2.2. Mecanismo de colapso	55
4.2.3. Plano de tiro	62
4.2.4. Sistema de lançamento de fogo	64
4.2.5. Cargas explosivas.....	68
4.2.5.1. PE4A.....	68
4.2.5.2. TNT	69
4.2.5.3. Cordão detonante	70
4.3. Controlo de impactes ambientais.....	71
4.3.1. Controlo de vibrações	72
4.3.2. Controlo da propagação da onda de pressão sonora	72
4.3.3. Controlo de projecções	73
4.3.4. Controlo de poeiras.....	74
4.4. Análise de custos comparativa entre demolição por métodos explosivos e tradicionais	75
4.4.1. Enquadramento	75
4.4.2. Aquisição de custos	77
4.4.3. Comparação entre métodos	81
5. Conclusões e perspectivas de desenvolvimentos	85
5.1. Conclusões	85

5.2. Perspectivas de desenvolvimentos.....	87
Referências bibliográficas	89
Anexos.....	A.1

Índice de figuras

Figura 2.1 - Demolição do tipo implosão	7
Figura 2.2 - Demolição do tipo telescópio	8
Figura 2.3 - Demolição do tipo derrube, com queda completa	9
Figura 2.4 - Demolição do tipo colapso progressivo no edifício C5 do HFAR	10
Figura 2.5 - "Janelas" no núcleo de escadas, e seccionamento das escadas no edifício C5 do HFAR	14
Figura 2.6 - Esquema do detonador eléctrico instantâneo e de atraso	22
Figura 2.7 - Detonador pirotécnico ou ordinário	23
Figura 2.8 - Esquema de um detonador pirotécnico	23
Figura 2.9 - Detonador não eléctrico	24
Figura 2.10 - Cordão detonante	25
Figura 2.11 - Detonadores electrónicos	27
Figura 2.12 - Constituição de um detonador electrónico	27
Figura 2.13 - Consola de fogo	27
Figura 3.1 - Esquema para a definição do mecanismo de colapso e das fases do projecto de demolição por métodos explosivos	31
Figura 3.2 - Domínio de análise do AEM	32
Figura 3.3 - Modelo estrutural no AEM: a) estrutura; b) elementos gerados pelo AEM; c) distribuição das molas	34
Figura 3.4 - Molas de ligação	35
Figura 3.5 - Condições para criar as molas de ligação	35
Figura 3.6 - Molas relativas aos varões de aço	36
Figura 3.7 - Modelo do betão e das armaduras	37
Figura 3.8 - Contacto canto-face	38
Figura 3.9 - Contacto aresta-aresta	38
Figura 3.10 - Contacto canto-solo	38
Figura 3.11 - Relação carga-deslocamento de uma mola de contacto nas condições de carregamento e descarga	39
Figura 3.12 - Ressalto com diferentes valores do factor de rigidez de descarga	39
Figura 3.13 - Tensão nas molas devido aos deslocamentos relativos	40
Figura 3.14 - Ligação entre elementos no FEM e no AEM	41
Figura 3.15 - Modelação de diferentes elementos com o AEM	41
Figura 3.16 - Comparação entre modelação com o FEM e o AEM	42
Figura 3.17 - Simplicidade de ligação de diferentes elementos com o AEM	42
Figura 3.18 - Furação em pilares: a) furação normal; b) furação em bisel; c) vista em alçado	44
Figura 4.1 - Edifício C5	47
Figura 4.2 - Laje aligeirada com vigota cerâmica pré-esforçada	48

Figura 4.3 - Escombros da demolição.....	50
Figura 4.4 - Remoção das paredes de alvenaria nos pisos carregados com explosivos	52
Figura 4.5 - Seccionamento das escadas	53
Figura 4.6 - Trabalhos de furação: a) marcação; b) furação; c) contenção na fonte.....	53
Figura 4.7 - Tiro de ensaio	54
Figura 4.8 - Contribuição do ELS para a definição do mecanismo de colapso	57
Figura 4.9 - Características do betão	57
Figura 4.10 - Definição de uma secção: a) selecção do tipo de elemento; b) definição do nome da secção; c) introdução das dimensões	58
Figura 4.11 - Definição das armaduras: a) introdução das armaduras; b) visualização das armaduras	58
Figura 4.12 - Criação do modelo estrutural.....	59
Figura 4.13 - Tipos de cargas	60
Figura 4.14 - Discretização da estrutura	60
Figura 4.15 - Criação de um grupo de elementos a ser removido.....	61
Figura 4.16 - Introdução das diferentes temporizações a cada um dos grupos	61
Figura 4.17 - Plano de tiro do piso 0	63
Figura 4.18 - Plano de tiro do piso 1	63
Figura 4.19 - Plano de tiro do piso 2	64
Figura 4.20 - Consola de controlo electrónica.....	66
Figura 4.21 - Ligação dos detonadores electrónicos à linha de tiro	66
Figura 4.22 - Ligação dos detonadores electrónicos aos tubos de choque NONEL	66
Figura 4.23 - Ligação dos detonadores NONEL à carga explosiva e colocação destas nos pilares ...	66
Figura 4.24 - Esquema do sistema de lançamento de fogo.....	67
Figura 4.25 - Explosivo PE4A	69
Figura 4.26 - Petardos de 100 g de TNT ligados aos detonadores NONEL.....	70
Figura 4.27 - Cordão detonante de 12 g/m	71
Figura 4.28 - Sismógrafo de engenharia com geofone e microfone	72
Figura 4.29 - Protecção dos vãos envidraçados com lâ mineral	73
Figura 4.30 - Contenção na fonte: a) rede de arame zincado entrelaçada; b) manta geotêxtil de 300 g/m ²	73
Figura 4.31 - Contenção periférica.....	74
Figura 4.32 - Contenção na envolvente	74
Figura 4.33 - <i>Big bag</i>	75
Figura 4.34 - Piscina com cordão detonante.....	75
Figura A.1 - Planta de localização.....	A.2
Figura A.2 - Pilha de escombros	A.3
Figura A.3 - Planta de localização de estaleiro	A.4
Figura A.4 - Planta do piso 0	A.5
Figura A.5 - Planta do piso 1	A.6

Figura A.6 - Zona de exclusão	A.7
-------------------------------------	-----

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Processos e características da decomposição química dos explosivos	17
Tabela 2.2 - Parâmetros de desenho de cargas	20
Tabela 2.3 - Cargas específicas e padrões de furação	21
Tabela 2.4 - Características dos principais tipos de cordão detonante	26
Tabela 3.1 - Comparação entre a modelação do FEM e do AEM	33
Tabela 3.2 - Valores de K em pilares e paredes de betão armado	46
Tabela 4.1 - Propriedades da substância hexogénio	69
Tabela 4.2 - Propriedades do explosivo TNT	70
Tabela 4.3 - Propriedades da substância pentrite	71
Tabela 4.4 - Custos do material consumido e não consumido	77
Tabela 4.5 - Custos unitários do material utilizado na demolição por métodos explosivos no edifício C5 do HFAR	78
Tabela 4.6 - Custos com o pessoal	79
Tabela 4.7 - Custo de deslocações	79
Tabela 4.8 - Custos da demolição mecânica usada nas diferentes fases da demolição por métodos explosivos	79
Tabela 4.9 - Custos da simulação da demolição por métodos mecânicos	79
Tabela 4.10 - Custo de demolição: pilares, paredes, <i>big bags</i> e piscinas	81
Tabela 4.11 - Custos de demolição por m ²	82
Tabela B.1 - Exemplo de ficha de custo e rendimento para demolição de uma parede de betão armado	A.8
Tabela B.2 - Demolição de paredes de alvenaria com mini-escavadora hidráulica com balde (Costa, 2009)	A.8
Tabela B.3 - Demolição de paredes de alvenaria com mini-escavadora hidráulica com balde (Costa, 2009)	A.9
Tabela B.4 - Corte de paredes de betão armado com disco diamantado	A.9
Tabela B.5 - Demolição de paredes de betão armado com mandíbulas de demolição	A.9
Tabela B.6 - Demolição de vigas e lajes de betão armado com escavadora hidráulica equipada com tesoura de corte de betão ou martelo hidráulico	A.9
Tabela B.7 - Demolição de lajes aligeiradas com vigotas pré-esforçadas	A.10
Tabela B.8 - Demolição de vigas e lajes de betão armado com mandíbulas de demolição	A.10
Tabela B.9 - Demolição de pilares de betão armado com escavadora hidráulica equipada com tesoura de corte de betão ou martelo hidráulico	A.10

Índice de abreviaturas

AEM – *Applied Element Method*

ASI – *Applied Science International*

atm – Pressão atmosférica

DEM – *Discrete Element Method*

ELS – *Extreme Loading for Structures*

FEM – *Finite Element Method*

GDH – Grupo data hora

HFAR – Hospital das Forças Armadas

Hz – Hertz

Kbar – Kilobar

Km/s – Quilómetros por segundo

OTAN – Organização do Tratado Atlântico Norte

Qe – Carga específica

1. Introdução

1.1. Enquadramento

Uma das valências da engenharia não é apenas construir, mas também demolir, para poder reaproveitar o espaço existente. Desta forma, pode-se definir demolição como um conjunto de trabalhos de remoção, a efectuar numa estrutura existente, que origina um novo espaço. Os trabalhos de demolição podem apresentar um carácter parcial ou global, e podem ser realizados em construções novas ou em estruturas com longos anos de utilização (Brito, 1999).

Quando uma qualquer estrutura apresenta um elevado grau de deterioração ou mesmo perigo de colapso, a sua função, para a qual foi concebida, deixou de ser desempenhada convenientemente, possui erros de concepção ou de execução, se encontra inacabada por questões legais, financeiras ou outras, foi alvo de catástrofes naturais, ou simplesmente atingiu o limite da sua vida útil, essa estrutura deverá ser intervencionada, constituindo-se a demolição como uma solução possível.

Assim, um dos possíveis métodos a ponderar na escolha de uma demolição global ou parcial será a demolição por métodos explosivos¹, a qual foi desenvolvida na Europa, durante a reconstrução das cidades que tinham sido destruídas na 2ª Guerra Mundial. Face às suas vantagens, foi mais tarde disseminada pelo resto do mundo (Jimeno *et al.*, 1995), sendo uma técnica pouco utilizada actualmente no nosso país.

No entanto, a demolição global de estruturas por métodos explosivos é uma técnica de demolição com registos de ocorrência crescente em Portugal. Constituem exemplo do referido, a demolição, do Hotel Atlantis, na Madeira, no ano de 2000, em 2004 a demolição de dois silos de betão armado pertencentes à Secil em Setúbal, a demolição das torres da Torralta, realizada em Tróia em 2008, a demolição de edifícios de habitação no bairro do Aleixo no Porto, realizada em 2011 (torre 5) e 2013 (torre 4) e, mais recentemente, a demolição do edifício C5 do hospital das Forças Armadas (HFAR), em 2014.

1.2. Objectivos

Com a presente dissertação, o autor pretende contribuir para o desenvolvimento do conhecimento em algumas áreas deste método de demolição, aglutinando informação referente à demolição de edifícios de betão armado por métodos explosivos, tanto relativa à fase de projecto como à fase de execução. Desta forma, pretende-se contribuir para o conhecimento de uma técnica que começa a ser cada vez mais uma hipótese a considerar ao nível da demolição.

¹ A demolição por métodos explosivos mencionada ao longo desta dissertação considera sempre que se trata de um processo controlado.

A presente dissertação tem como objectivo compreender como é realizado o projecto de demolição por métodos explosivos, dando ênfase ao modelo de cálculo usado pelo programa de demolição e ao cálculo de cargas explosivas. Pretende-se, ainda, compreender como todos os aspectos, relativos à demolição por métodos explosivos, são considerados, durante a preparação e a realização da mesma, através da participação e análise de um caso de estudo. Pretende-se ainda realizar uma análise de custos com o objectivo de comparar os custos de demolição por métodos explosivos com os custos de uma possível demolição por métodos tradicionais.

1.3. Metodologias

Este documento tem como base a revisão bibliográfica existente, sobre o tema da demolição de edifícios de betão armado por métodos explosivos, na qual foram abordados: o campo de aplicação do método; os diferentes mecanismos de colapso; os trabalhos preparatórios a executar; as propriedades e características dos explosivos; e os diferentes sistemas de iniciação.

Materializa-se o processo de selecção do mecanismo de colapso, dando ênfase à caracterização do método dos elementos aplicados, método que está na base do *software* de cálculo automático utilizado na modelação, bem como são expostos dois métodos que permitem a execução do cálculo das cargas explosivas.

Concretiza-se com a análise de um caso de estudo, o edifício C5 do hospital das Forças Armadas, no qual é descrita toda a demolição, são enumeradas as várias fases desta, é exposta a forma como foi obtido o mecanismo de colapso e como este foi modelado no programa de cálculo automático, são definidos o plano de tiro, o tipo de sistema de lançamento de fogo e as cargas explosivas que foram utilizadas. Faz-se também referência à forma como foram controlados os diferentes impactes resultantes da demolição por este método. Realiza-se, por fim, uma análise simplificada de custos comparativa entre a demolição por métodos explosivos e uma possível demolição por métodos tradicionais.

1.4. Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos, constando do primeiro a introdução a este trabalho, na qual é realizado um breve enquadramento, são referidos os objectivos pretendidos com a realização desta, é mencionada a metodologia utilizada e a forma como esta se encontra organizada.

No capítulo 2, é apresentado o estado actual do conhecimento relativo às demolições por métodos explosivos. Neste, é mencionado o campo de aplicação dos métodos explosivos, faz-se referência aos diferentes mecanismos de colapso, bem como aos trabalhos preparatórios realizados antes da

demolição. É ainda abordada a classificação, características e propriedades dos explosivos, sendo também aludidos os principais sistemas de iniciação das cargas explosivas.

O capítulo 3 é destinado a tratar duas das importantes fases existentes num projecto de demolição por métodos explosivos, a modelação e o cálculo de cargas. Relativamente à modelação, é feito um enquadramento do método de cálculo, que está na base do *software Extreme Loading for Structures*, utilizado na modelação da estrutura. Quanto ao cálculo das cargas explosivas, são salientados os parâmetros de desenho de cargas e dois métodos para a determinação das mesmas.

No capítulo 4, apresenta-se o caso de estudo, do edifício C5 do hospital das Forças Armadas. O caso é caracterizado, são descritas todas as fases do processo de demolição, expõe-se o mecanismo de colapso e a modelação, realizada através do programa de cálculo automático, e ainda o plano de tiro, o sistema de lançamento de fogo e as cargas explosivas utilizadas. Neste capítulo, são também mencionados os quatro impactes que foram considerados durante a demolição e a forma como estes foram salvaguardados. É ainda realizada a comparação entre os custos da demolição por métodos explosivos e os custos da demolição tradicional.

No capítulo 5, são tecidas as principais conclusões da presente dissertação e são referidas algumas das possíveis perspectivas de desenvolvimento.

2. Estado-da-Arte – Demolição por métodos explosivos

2.1. Campo de aplicação

Ao longo dos anos, o emprego de explosivos tem ganho ênfase tanto na demolição de edifícios como em outros tipos de estruturas, metálicas ou de betão armado. Considera-se uma alternativa económica, rápida e prática às técnicas tradicionais de demolição, com principal interesse em estruturas de grande porte, tais como arranha-céus, chaminés, silos, entre outros, em grandes maciços de betão armado, como são exemplo as fundações de infra-estruturas marítimas, ou ainda na rápida demolição de obras-de-arte (Lauritzen & Schneider, 2000, citado por Gomes, 2010).

No entanto, existem determinadas situações em que o seu emprego não é recomendável, pois os riscos inerentes à sua utilização são superiores aos benefícios que advêm do seu uso. Essas situações são caracterizadas por locais de elevada densidade populacional, onde a evacuação da população não é fácil, assim como em locais contíguos a hospitais, locais que face à sua proximidade a outros edifícios podem causar estragos avultados, ou ainda locais sensíveis a vibrações como é o caso dos centros de informática (Brito, 1999). Apesar de não ser recomendável a execução de demolições pelo uso de explosivos nestes locais, ver-se-á no capítulo 4, referente ao caso de estudo, que é possível realizar a demolição dentro de um hospital, muito próximo de um edifício, com a agravante deste ser muito sensível à vibração, pois funciona nesse o centro de medicina nuclear. Evidencia-se assim a segurança e o controlo que é possível obter através da demolição com explosivos, pois é normalmente realizada com um elevado grau de profissionalismo e competência o que a torna estatisticamente num dos processos de demolição mais seguros.

Comparando ainda com os métodos tradicionais, tanto o ruído como o pó provocados por estes prolongam-se ao longo do tempo. Por sua vez, numa demolição com recurso a explosivos, estes factores estão confinados ao instante relativo ao colapso da estrutura. A demolição com explosivos tem como vantagem que, no momento do colapso, nenhum trabalhador, nem nenhum transeunte se encontra no local o que permite ter uma maior segurança durante a demolição. Além de ter a segurança como vantagem, apresenta um custo global mais reduzido, principalmente em estruturas altas, e uma diminuição da duração do processo de demolição (Jimeno *et al.*, 1995).

Esta técnica de demolição, apesar de possuir as vantagens já indicadas, tem algumas desvantagens, tais como:

- pode dificultar a reciclagem / aproveitamento dos materiais de construção e o seu desmantelamento, pois os escombros apresentam grande volumetria (principalmente em altura), instabilidade e as peças continuam ligadas entre si pela armadura;
- pode provocar projecções de materiais e fortes vibrações no terreno devido ao impacto da estrutura no solo;
- pode provocar uma onda de choque, a qual pode causar danos nas estruturas adjacentes, principalmente nos vidros;

- pode provocar um grande ruído devido à detonação e ao impacto da estrutura no solo.

A demolição de estruturas pelo uso controlado de explosivos consiste na colocação de pequenas cargas explosivas (geralmente inferiores a 50 g), as quais são colocadas nos elementos estruturais a demolir, confinadas em perfurações efectuadas para esse fim (Jimeno *et al.*, 1995; Gomes, 2010).

Segue-se a detonação das cargas explosivas existentes nos elementos verticais e eventualmente horizontais, o que provoca um “vazio estrutural” designado por cintura de demolição, que pela acção da gravidade origina o colapso da estrutura, fragmentando-a em pedaços através do seu próprio peso, ou, quando adequado, permite derrubá-la para um dos seus lados, facilitando o posterior acesso aos escombros por meios mecânicos tradicionais, que assim desmantelam a estrutura (Gomes, 2000).

Tal como referido, assim que se cria a cintura de demolição, a força da gravidade e o peso próprio da estrutura accionam a rotura desta, que, no caso específico dos edifícios de betão armado, permite obter uma boa demolição quando aplicada a edifícios com pelo menos 5 pisos de altura (Liss, 2000, citado por Gomes, 2010).

2.2. Mecanismo de colapso

De forma a obter uma demolição controlada com um comportamento previsível da estrutura, evitando que os fragmentos se espalhem por uma grande área e criem uma grande nuvem de poeira, mas simultaneamente alcançando uma boa fragmentação, e minimizando a vibração e a onda de choque provocada pela detonação e pelo colapso da estrutura no solo, surge a necessidade da escolha correcta do mecanismo de colapso para o tipo de estrutura em causa.

Da correcta e adequada escolha do mecanismo de colapso resulta uma maior segurança para a equipa que efectua a demolição, assim como para aqueles que se encontram no local, minimizando possíveis danos nas estruturas adjacentes.

Faz-se então referência aos quatro principais mecanismos de colapso existentes. São estes o mecanismo do tipo implosão, do tipo telescópio, derrube e mecanismo do tipo colapso progressivo (Brito, 1999).

De salientar que a escolha do mecanismo é determinada, não só por aquilo que se referiu, mas também pelo conhecimento dos materiais usados na construção, pelo tipo de sistema estrutural, o estado de conservação da mesma, defeitos existentes, canalizações especiais, entre outros factores (Gomes, 2000).

2.2.1. Mecanismo do tipo implosão

O mecanismo designado por implosão é o mais conhecido quando se refere às demolições que fazem uso dos explosivos. Tem por base a criação de uma descontinuidade em pontos específicos das estruturas, normalmente os pilares, através de uma pequena quantidade de explosivos (Silva, 2008). Com a criação desta descontinuidade, pretende-se que a estrutura entre em ruína através da detonação das cargas explosivas do centro para a periferia, destruindo sucessivamente os apoios (Gomes, 2010), e que pela acção da gravidade e através do seu peso próprio, haja uma grande fragmentação durante o período em que a estrutura se encontra em queda e quando esta embate no solo, sendo assim um método conveniente para estruturas de elevado porte. Neste mecanismo, o vazio estrutural é criado centralmente provocando o colapso da estrutura sobre si mesma, como se estivesse a ser puxada para o seu centro de gravidade, Figura 2.1 (Brito, 1999).

Este mecanismo de colapso, quando aplicado a estruturas assimétricas ou com reentrâncias em altura, pode gerar esforços desviados que dificultam o controlo da orientação do colapso, tornando-o num método de difícil aplicação (Gomes, 2010).



Figura 2.1 - Demolição do tipo implosão (Implosão, 2006)

2.2.2. Mecanismo do tipo telescópio

Habitualmente, este mecanismo é usado na demolição de estruturas altas e ocas, como é exemplo, o caso da torre de refrigeração de uma central termoelétrica e ainda as chaminés de alvenaria ou betão, na qual se provoca a demolição simultânea, ou não, de vários troços em altura dessa

estrutura, que acaba por ruir, aproximadamente, na área que ocupava antes da demolição (Figura 2.2). A sua sequência de demolição assemelha-se à forma de fechar de um “telescópio”, sendo que a principal diferença em relação ao mecanismo de implosão consiste no peso próprio da estrutura. Que no caso da implosão é este que provoca o colapso e a fragmentação da estrutura, o mesmo não ocorre neste mecanismo, já que as estruturas são normalmente ocas e por consequência mais leves.

Alguns autores propõem uma classificação diferente, considerando este mecanismo como um mecanismo de implosão. A palavra “implosão” foi inicialmente adoptada para descrever o método de colapso do tipo telescópico (Williams, 2003, citado por Costa, 2009).

Ainda relativamente à classificação, Gomes (2010) adopta também uma classificação com três mecanismos. Sendo estes o mecanismo de colapso vertical ou telescópico (mecanismo do tipo implosão e do tipo telescópico), o mecanismo de colapso incremental ou combinado (mecanismo de colapso progressivo), e o mecanismo de colapso direccionado (mecanismo do tipo derrube). Esta classificação surge com o estudo de casos e o recurso à simulação por computador e também com base em outros autores como Williams G. (1994) e Lauritzen (2000), citado por Gomes (2010). A percepção do fechar de um telescópio é dada pela sequência do evento, ou seja, os intervalos entre detonações sucessivas devem ser curtos (25-100 ms), já a percepção de que a estrutura implode para o seu interior é dada se os atrasos forem longos (superiores a 500 ms) (Gomes, 2010).



Figura 2.2 - Demolição do tipo telescópio (Telescópio, 2010)

2.2.3. Mecanismo do tipo derrube

Em estruturas onde a relação entre a altura e a base é bastante significativa, ou seja, em estruturas com elevada esbelteza, segundo Gomes (2010), com uma relação entre a altura (H) e a base (B) de $H \geq 3B$, e em locais onde pelo menos um dos lados que confinam a estrutura a demolir se encontra livre, ou em locais completamente isolados, o método de demolição mais adequado é o do tipo derrube (Figura 2.3).

Exemplos aplicáveis a este método de demolição são os silos, as chaminés, os depósitos elevados, os postes de alta tensão, entre outras estruturas metálicas. Sendo similar ao abate de uma árvore,

consiste na execução de uma cunha de corte, que provoca a basculamento da estrutura em torno da charneira que se situa à retaguarda, passando o seu centro de gravidade a localizar-se no exterior da nova base da estrutura. A estrutura é derrubada sobre uma área previamente definida, existindo uma boa precisão do local da queda, através de um corte na base ou vários em altura, permitindo assim um fácil acesso, das máquinas à estrutura, a partir do solo. Este tipo de mecanismo de colapso exige uma menor quantidade de trabalhos preparatórios assim como menores quantidades de explosivos. Dependendo da construção, pode-se alcançar uma maior fragmentação durante o colapso e com o impacto no solo (Brito, 1999).



Figura 2.3 - Demolição do tipo derrube, com queda completa (Derrube, 2008)

Existe ainda a necessidade de salientar que, quando a estrutura embate no solo, a intensidade das vibrações provocadas por esse impacto é superior ao de uma demolição pelos outros métodos, podendo existir a necessidade de realizar trabalhos de protecção para amortecimento do impacto.

O mecanismo de colapso do tipo derrube pode-se subdividir em dois, sendo eles (Jimeno *et al.*, 1995):

- Colapso com queda completa

Dos subtipos de derrubamento é o mais seguro e mais económico, devendo ser escolhido sempre que possível. Apesar de existirem algumas diferenças consoante o tipo de estrutura, genericamente este mecanismo consiste na execução de uma cunha de corte na base.

- Colapso com queda reduzida

É uma técnica alternativa que pode também ser aplicada a diferentes estruturas, sendo vantajosa nas situações em que o espaço disponível para o colapso é inferior ao desenvolvimento em altura da estrutura a demolir. Para além da execução da cunha de corte na base do edifício, neste mecanismo são colocadas cargas explosivas em pelo menos um dos pisos elevados, fazendo com que também ocorra uma rotação nesse e assim seja reduzida a área ocupada pelo colapso da estrutura.

2.2.4. Mecanismo do tipo colapso progressivo

No que respeita ao último tipo de mecanismo, o de colapso progressivo, este assemelha-se à queda sequencial de peças de um “jogo de dominó”, sendo também conhecido como mecanismo de colapso por fatias, pois é caracterizado pela remoção de uma linha ou conjunto de linhas de apoios nos pisos pré-definidos (Figura 2.4).

Permite que as lajes, vigas, pilares e paredes entrem em desequilíbrio e colapsem, enquanto a linha seguinte funciona como charneira. Instantes depois, é implodida a linha seguinte e o processo é repetido até que a demolição da estrutura esteja completa (Gomes, 2010).

Este método é empregue em edifícios que apresentem um grande desenvolvimento em comprimento ou em edifícios contíguos (Brito, 1999).

Com este mecanismo, consegue-se diminuir o impacto da estrutura no solo, pois o colapso ocorre em diferentes intervalos de tempo, reduzindo assim as vibrações transmitidas ao solo e, consequentemente, às estruturas e infraestruturas existentes no local.



Figura 2.4 - Demolição do tipo colapso progressivo no edifício C5 do HFAR

2.2.5. Factores a considerar na escolha do mecanismo de colapso

A selecção de um dos mecanismos de colapso a utilizar na demolição de uma estrutura depende de vários factores: a esbelteza da estrutura, o conhecimento que se possui do sistema estrutural e das características dos materiais que a constituem, a presença de edifícios ou outros condicionantes nas proximidades do local da demolição, ou seja, as limitações que a envolvente impõe e ainda as restrições ambientais.

Desta forma, a demolição da estrutura só pode ocorrer após ter sido executada a avaliação estrutural e realizada a inspecção ambiental e da envolvente.

Para que seja seleccionado o melhor mecanismo de colapso, é necessário obter a máxima informação possível sobre a estrutura a demolir, sendo que a informação relevante a considerar é a seguinte (Gomes, 2000):

- dimensões da estrutura;
- o tipo de sistema estrutural;
- as dimensões dos elementos com capacidade portante, tendo atenção à sua orientação, e dando ênfase aos elementos verticais;
- a localização das juntas de dilatação ou eventuais singularidades que possam afectar o mecanismo de colapso;
- os tipos de materiais utilizados, a sua idade, resistência e estado de conservação;
- a extensão de defeitos ou estragos que possam existir, assim como de locais enfraquecidos.

Esta informação é obtida através dos elementos escritos existentes, sendo que estes devem ser sempre confirmados no local, ou, na falta destes, com a execução de sondagens/carotes ou através de trabalhos prévios de demolição com vista a caracterizar a estrutura, sendo imprescindível visitar o local.

Com vista a reconhecer outras possíveis limitações ao mecanismo de colapso escolhido, é necessário estudar a envolvente do local, identificando as restrições que aí se encontram, como a proximidade a outros edifícios, receptores sensíveis, infra-estruturas a proteger e possíveis locais para a criação da pilha de escombros (Gomes, 2010).

Após a escolha do mecanismo de colapso, este deve ser testado por modelos de cálculo automático. Segue-se a elaboração do projecto, já com o mecanismo adoptado, contendo os trabalhos preparatórios, as quantidades de explosivos necessários, a sua disposição na estrutura e sequência de atrasos na iniciação do sistema de lançamento de fogo, os trabalhos de protecção e a metodologia de segurança e previsão de riscos adoptada.

2.3. Trabalhos preparatórios – esterilização, pré-enfraquecimento e tiros de ensaio

Quando se executa uma demolição pelo uso controlado dos explosivos, existem trabalhos que devem ser realizados previamente, salientando-se três deles: a esterilização, o pré-enfraquecimento e os tiros de ensaio. Os trabalhos preparatórios destinam-se a facilitar a execução de todo o processo de demolição, a melhorar o controlo do mecanismo de colapso, a reduzir a quantidade necessária de explosivos, e a limitar possíveis danos através da remoção de componentes que se poderiam tornar perigosos durante a detonação, ou durante a remoção da pilha de escombros.

Tem-se assim como exemplos de trabalhos preparatórios, a realizar antes da demolição, os seguintes (Gomes, 2000):

- implementação do estaleiro;
- esterilização:
 - remoção de divisórias;
 - remoção de algumas paredes exteriores;
 - remoção de vidros, janelas e portas;
 - remoção de todas as instalações eléctricas e cablagens;
 - remoção de materiais de amianto.
- pré-enfraquecimento:
 - cálculos da extensão das acções de pré-enfraquecimento;
 - cálculos de estabilidade;
 - pré-enfraquecimento.
- determinação de dispositivos e quantidades de explosivo;
- tiros de ensaio (testes de rebentamentos);
- furação dos elementos a demolir e colocação de contenções de fragmentos na fonte.

2.3.1. Esterilização

Actualmente, face às exigências ambientais da legislação, qualquer estrutura que seja demolida é precedida de operações de desmantelamento para que todos os materiais que possam ser retirados sejam reutilizados ou reciclados. São então retiradas todas as canalizações, cablagens, removidos os tectos falsos, vidros, janelas e portas, é feita a separação de materiais carcinogénicos como o amianto, são retiradas as condutas de ar condicionado, loiças sanitárias, grades, elevadores, aparelhos de aquecimento ou de ventilação, caixas de estores, antenas, entre outros.

Para além das preocupações ambientais, a esterilização serve também para minimizar a possibilidade de algum objecto ser projectado durante a demolição, ou tornar-se perigoso durante a remoção da pilha de escombros.

Esta fase dos trabalhos preparatórios visa a remoção de todas as paredes não estruturais dos pisos em que as cargas explosivas são aplicadas, para que, após a detonação, seja criada a cintura de demolição, “vazio estrutural”, permitindo um melhor controlo do mecanismo de colapso, e que a estrutura ganhe velocidade para fragmentar os restantes elementos.

Gomes (2010) refere que, relativamente à esterilização, as questões ambientais apenas podem ser prejudicadas em situações de emergência, nas quais se privilegia a rapidez e a segurança.

2.3.2. Pré-enfraquecimento

Após terem sido removidas algumas das cargas de serviço da estrutura, resultante da esterilização, é possível pré-enfraquecer determinados elementos ou remover aqueles que sejam redundantes. Esta intervenção, como incide sobre os elementos estruturais, deverá ser cuidadosamente planeada, para evitar o colapso prematuro da estrutura. No caso específico dos edifícios de betão armado, o pré-enfraquecimento ocorre por remoção do betão das zonas pretendidas e posterior corte das armaduras expostas.

Tendo por base Gomes (2010) e Elliott (2000), os trabalhos de pré-enfraquecimento, nos edifícios de betão armado, em geral, são relativamente reduzidos, quando comparados com os das estruturas mistas, ou metálicas, focando-se principalmente nos elementos que definem a caixa de escadas e o núcleo de elevador, pois são zonas fortemente armadas, e porventura paredes resistentes, dependendo da sua largura.

Relativamente às escadas, como regra é demolido o lanço do rés-do-chão, e é feito o seccionamento destas em todos os pisos carregados e a meia altura dos pisos imediatamente acima e abaixo. Nas paredes dos núcleos de escadas, são abertas “janelas”, com a mesma altura da cintura de demolição prevista (Paillon, 2004, citado por Gomes, 2010). Pode-se observar o que se acaba de expor na Figura 2.5.

Nos casos em que o sistema estrutural é do tipo parede, torna-se conveniente a execução destes trabalhos, pois o pré-enfraquecimento, para além de ajudar no controlo do mecanismo de colapso pretendido, tem como objectivo por um lado a redução da quantidade de explosivo com a consequente diminuição da onda de choque provocada pela detonação e, por outro, permitir a execução das perfurações. Devido a razões técnicas, as perfurações não devem ser superiores a 1,5 a 2 m, de forma a evitar que o equipamento que realiza a perfuração tenha grandes desvios e a carga explosiva seja colocada, não no centro do elemento, mas junto a uma das faces deste. A redução das secções das paredes, apesar de depender de vários factores, pode facilmente atingir um valor da ordem de 30 a 40%, para sistemas estruturais do tipo parede, sem ter em conta as áreas de parede removidas nos núcleos de escadas (Gomes, 2010).



Figura 2.5 - "Janelas" no núcleo de escadas, e seccionamento das escadas no edifício C5 do HFAR

Recorrendo a equações simples de cálculo estrutural, é possível determinar a dimensão dos trabalhos de pré-enfraquecimento, quando conhecida a armadura existente, a sua variação em altura e as características do betão, o qual pode também variar em altura (Elliott, 2000). Na generalidade dos casos, o cálculo visa obter a área mínima de betão necessária para resistir ao esforço axial proveniente de uma combinação de acções que contemple o peso próprio e as restantes cargas permanentes. De forma a garantir o controlo do mecanismo de colapso projectado, em determinadas situações, pode-se efectuar a exposição e corte parcial das armaduras (Gomes, 2010).

Em situações de emergência, nas quais a estrutura já se encontra debilitada, ou em perigo de ruína iminente, como é o caso de uma estrutura afectada pela acção do sismo ou de um conflito armado, as operações de pré-enfraquecimento não são normalmente executadas, pois o risco de acidente ao realizar trabalhos na estrutura é elevado (Gomes, 2010).

2.3.3. Tiros de ensaio

Ainda na fase dos trabalhos preparatórios, procede-se à realização de “ensaios experimentais”, designados por tiros de ensaio que, segundo Elliott (2000), têm como objectivo ajustar a quantidade mínima de explosivo necessária para obter uma fragmentação adequada do betão assim como a exposição dos varões de aço. Gomes (2010) refere, para além dos objectivos já mencionados anteriormente, que os tiros de ensaio servem também para determinar a efectividade do sistema de contenção na fonte, o qual será explicado no ponto 4.3.3. Neste sentido, procura-se um pilar ou uma parede que não afecte a segurança da estrutura, mas seja representativo da globalidade dos

elementos verticais de suporte, no qual é realizada a furação necessária e são colocadas as cargas, seguindo-se a detonação e o registo dos resultados.

2.4. Explosivos

De acordo com as actuais definições da OTAN², a palavra explosão expressa o efeito mecânico e térmico da reacção química de um explosivo durante a detonação ou a deflagração (Kasai, 1988).

Pode-se então definir explosivo como uma substância, ou mistura de substâncias, susceptível de sofrer uma transformação realizada num curtíssimo intervalo de tempo (centésimos ou milésimos de segundo) durante o qual é produzido um grande volume de gases (centenas ou milhares de vezes superiores ao volume que ocupava o explosivo) sendo libertada, geralmente sob a forma de calor, uma grande quantidade de energia (Barros, 1984). Essa transformação, a explosão, deve-se à acção de um estímulo, iniciação, geralmente pequeno, que pode ser a percussão, choque, fricção, chama ou explosão por simpatia.

2.4.1. Classificação dos explosivos

Na análise dos explosivos, é útil realizar a sua divisão por grupos afins, não só por uma questão de organização, mas para facilitar a exposição das suas características e propriedades.

Pode-se classificar os explosivos nos cinco grupos que se seguem (Pinto, 1958):

a) Segundo a sua composição;

Compreende dois grandes grupos, sendo estes os explosivos químicos, os quais são constituídos por uma única substância, e explosivos físicos, obtidos pela mistura íntima de duas ou mais substâncias químicas.

b) Segundo o fim a que se destinam;

Podem dividir-se em dois grupos, sendo estes os explosivos militares e os explosivos industriais. Estes dois grupos de explosivos reagem normalmente por detonação e não por deflagração ou combustão, aspecto que será pormenorizado no subcapítulo 2.4.2.

Os explosivos militares são caracterizados por possuírem velocidades de detonação (aspecto enfatizado no subcapítulo 2.4.3) compreendidas entre 6000 e 9000 m/s. Alguns exemplos desses explosivos são o TNT (trinitrotolueno), o RDX (hexogénio) e o PETN (pentrite ou nitropenta), ou os compostos: composto B (60% de RDX e 40% de TNT), ou o Pentolite (10 a 50% de PETN e 90 a 50% de TNT) (Kasai, 1988).

Os explosivos industriais, normalmente provenientes de diferentes tipos de dinamite (constituído à base de nitroglicerina), são caracterizados por possuírem velocidades de detonação que podem

² OTAN – Organização do Tratado Atlântico Norte.

variar entre 3000 e 7000 m/s, ou outros tipos de explosivos, como é exemplo o ANFO (mistura de fuel óleo com nitrato de amónio) (Kasai, 1988).

c) Segundo o estado físico;

Tendo em consideração o grau de coesão intermolecular que os explosivos apresentam à temperatura ambiente, estes podem encontrar-se em três diferentes estados: sólido (sólido, plástico ou gelatinoso), líquido e gasoso. No entanto, por uma questão de facilidade de manuseamento, quase todos os explosivos usados são sólidos como é exemplo do TNT ou do RDX, plásticos, como o PETN (PE4A explosivo português usado na demolição exposta no caso de estudo) ou ainda gelatinoso como exemplo do explosivo Gelamonite 33, também de fabrico português e normalmente usado no desmonte de rocha, constituído à base de nitrato de amónio, nitroglicol e absorventes orgânicos.

d) Segundo a facilidade de iniciação;

Quando se pretende caracterizar os explosivos do ponto de vista da facilidade de iniciação, estes dividem-se em explosivos iniciadores ou primários e explosivos principais ou secundários. Os explosivos iniciadores destinam-se ao carregamento das cápsulas e dos detonadores, tendo como constituintes, por exemplo, os fulminatos de mercúrio e de prata e o nitreto de chumbo (Pinto, 1958). A sua finalidade primária é a de fornecer energia para iniciarem outros explosivos, os principais ou base, motivo este para serem usados nos detonadores, bem como pelo facto de explodirem com relativa facilidade (Pinto, 1958).

Já os explosivos principais ou secundários apenas detonam quando convenientemente escorvados, ou seja, necessitam de outro explosivo para serem iniciados, normalmente um primário. Estes pertencem na sua maioria aos explosivos cuja finalidade é a de obter o efeito de ruptura ou trabalho mecânico. O seu uso destina-se, por exemplo, ao desmonte de rocha, abertura de galerias ou demolição de estruturas (Barros, 1984).

e) Segundo o poder de detonação.

Existem na actualidade diferentes explosivos com um poder de detonação muito distinto, podendo-se agrupar em dois conjuntos distintos:

- os explosivos clássicos ou convencionais, os quais são constituídos por explosivos pouco fracturantes ou por explosivos fracturantes (usados na demolição de estruturas);
- os explosivos atómicos ou super-explosivos, dividindo-se novamente em dois subgrupos, os explosivos de cisão, fissão, atómicos ou tipo A e os de fusão, termonucleares ou tipo H.

2.4.2. Decomposição química dos explosivos

Tendo como ponto de vista a classificação baseada na decomposição química dos explosivos, surgem três processos pelos quais esta pode ocorrer: a combustão, a deflagração e a detonação (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Processos e características da decomposição química dos explosivos (Gomes, 2000)

Processo	Características	Velocidade de transformação	Efeito	
Combustão	A reacção propaga-se pela condutividade térmica	Moderada (da ordem de cm/s)	O explosivo queima	
Deflagração	Combustão acelerada, com aumento local de temperatura e pressão	Rápida (da ordem de 100 a 1000 m/s)	O explosivo deflagra. Tem o efeito de uma pressão progressiva	Explosão
Detonação	Criação de uma onda de choque, associada à reacção química	Muito rápida (da ordem de 2 a 9 km/s)	O explosivo detona. Tem um efeito de ruptura, com uma pressão muito grande e de impacto (onda de choque)	

A combustão baseia-se numa reacção de oxidação, na qual o explosivo queima sem que ocorra uma detonação. No entanto, esta pode gerar uma detonação quando correctamente confinada (Meyer, 1981). Segundo Jimeno *et al.*, (1995), a combustão pode ser definida como uma qualquer reacção química capaz de gerar calor, o qual pode ser sentido ou não pelo Homem.

Tal como referido, quando se fez a caracterização dos explosivos segundo o fim a que se destinam, os explosivos militares e os explosivos comerciais na sua maioria reagem por detonação, podendo, no entanto, reagir por deflagração.

Em ambos os casos, a reacção ocorre ao longo de uma fina camada que se vai propagando por todo o comprimento do explosivo. A propagação é feita através do calor libertado pela reacção, tendo os produtos da reacção um fluxo com uma direcção oposta à da propagação da decomposição (Meyer, 1981). Sempre que a velocidade de propagação dessa camada é superior à velocidade do som, o fenómeno é designado por detonação. Ao ocorrer a detonação, é gerada uma onda de choque, que se propaga pelo explosivo a uma velocidade supersónica, que pode atingir 9000 m/s. A detonação gera gases a altas temperaturas e elevadas pressões, as quais podem variar entre 10000 e 400000 atm (Gomes, 2000). Da explosão detonante resulta em geral a ruptura dos objectos circundantes, e tanto a produção de gases como o aumento de pressão ocorrem num lapso de tempo desprezável, tendo perdas de calor por condutividade ou radiação quase nulas (Jimeno *et al.*, 1995).

No entanto, quando a velocidade de propagação da camada é inferior à velocidade do som, o fenómeno é designado por deflagração, não originando o aparecimento da onda de choque (Esteves, 1993; Gomes, 2000). Durante a reacção, são desenvolvidos gases e é libertada energia, de uma forma progressiva, propagando-se com alguma morosidade a decomposição, o que origina a perda de parte do calor por condução e por radiação (Barros, 1984). Contudo, quando a deflagração ocorre num local confinado, origina um aumento da taxa de reacção e da temperatura o que pode causar uma transição de deflagração para detonação (Kasai, 1988).

2.4.3. Características gerais dos explosivos

Na selecção do explosivo mais indicado para o trabalho pretendido, torna-se necessário conhecer as principais características de cada explosivo. Algumas das características básicas de um explosivo são:

- potência – exprime o trabalho útil efectuado pela energia proveniente do explosivo, em função do volume de gases libertado e da temperatura (Jimeno *et al.*, 1995; Pinto, 1958).
- força – a força de um explosivo corresponde à pressão que é gerada quando um quilograma é decomposto, estando este confinado num recipiente com a capacidade de um litro (Martins, 1997).

O valor da força não deve ser confundido com o da potência, pois a potência relaciona-se com as deformações impostas aos materiais onde é empregue, rocha, betão, entre outros, enquanto o valor de força se relaciona com a pressão exercida.

- densidade – a densidade define-se como sendo o quociente entre a massa e o volume desse corpo, que no caso dos explosivos depende em grande parte da granulometria dos componentes sólidos, e do tipo de matérias-primas usadas (Martins, 1997). Tendo como base Jimeno *et al.* (1995), a maioria dos explosivos tem uma densidade compreendida entre 0,8 e 1,6 g/cm³. Normalmente, a densidade de um explosivo afecta a sua velocidade da detonação, sendo que, quanto maior for a sua densidade, maior será a sua velocidade (Gomes, 2000).
- velocidade de detonação³ – esta característica do explosivo exprime a velocidade que a onda explosiva demora a percorrer toda a massa deste (Pinto, 1958; Silva, 2008), definindo o ritmo com que a energia é libertada, o qual depende, entre outros aspectos, do tipo de iniciação, do grau de confinamento, da densidade do explosivo e da homogeneidade dos seus constituintes (Jimeno *et al.*, 1995). É normalmente expressa em m/s, e o seu efeito destruidor é tanto maior quanto maior for a velocidade de detonação (Gomes, 2000).
- sensibilidade – corresponde ao valor mínimo de energia que é necessária para iniciar o processo explosivo, ou seja, a maior ou menor facilidade com que a reacção de uma substância explosiva ocorre. Esta pode ocorrer por choque, atrito, calor, chama ou faísca e explosão por simpatia, designando-se por sensíveis as substâncias explosivas que sejam facilmente activadas por estes estímulos (Pinto, 1956).
- temperatura de detonação – durante a decomposição química dos explosivos, são gerados gases cuja temperatura máxima se designa por temperatura de detonação, e esta é constante para qualquer porção de massa explosiva. (Martins, 1997; Pinto, 1958)

³ Os explosivos utilizados nas demolições apresentam uma velocidade de transformação compreendida na gama de velocidades da detonação, pelo que se designa a velocidade de transformação como velocidade de detonação.

- resistência à água – esta característica permite ao explosivo estar em contacto com a água durante um determinado período de tempo, sem que as suas propriedades sejam alteradas, e não necessitando para isso de qualquer revestimento especial (Gomes, 2000). Os explosivos constituídos à base de pólvora apresentam uma menor capacidade de resistência à água. Já os explosivos que na sua composição apresentam nitroglicerina são mais resistentes, pois esta é insolúvel em água.
- volume de gases – numa detonação, são expelidos gases, cujo volume corresponde à quantidade total de gases libertados por unidade de massa do explosivo. Um explosivo com um bom efeito de propagação deverá ter um grande volume de gases (Gomes, 2000).
- estabilidade química – exprime a capacidade que um explosivo possui de se preservar quimicamente inalterado durante um determinado intervalo de tempo. Este intervalo pode ser condicionado devido a más condições de armazenamento (Pinto, 1956).
- pressão de detonação – representa a pressão da frente da onda de choque, a qual se relaciona com a velocidade de detonação e a densidade do explosivo. Para produtos comerciais a pressão de detonação está compreendida entre 5 e 150 kbar, sendo o seu valor obtido aproximadamente pela equação (2.1) (Esteves, 1993).

$$p = 25 \times \rho \times U_d^2 \times 10^{-7} \quad (2.1)$$

Em que:

p corresponde à pressão de detonação (kbar);

ρ é a densidade ou massa específica do explosivo (g/cm^3);

U_d é a velocidade de detonação (m/s).

- calor de combustão – igualmente designado por calor de explosão ou detonação, é o calor gerado durante a decomposição química de um explosivo. Esta característica varia de material para material, sendo o valor correspondente a uma mistura determinado através dos valores conhecido para as substâncias puras (Martins, 1997).

2.4.4. Parâmetros que influenciam a quantidade de explosivo

Quando um projectista tem como objectivo a selecção de um determinado explosivo, deverá para, além das características expostas no subcapítulo 2.4.3, ter em consideração factores que são extrínsecos aos explosivos. Estes factores relacionam-se com o tipo de material da estrutura a demolir e o seu estado de deterioração, a envolvente da estrutura, o grau de fragmentação que se pretende obter, entre outros. Apresenta-se na Tabela 2.2 os vários parâmetros que influenciam a

quantidade de explosivo, factores que têm sido estudados aprofundadamente ao longo dos anos, mas cujas relações entre eles não têm permitido estabelecer modelos teóricos (Kasai, 1988).

Tabela 2.2 - Parâmetros de desenho de cargas (Kasai, 1988)

Parâmetros de desenho de cargas	
Gerais	Específicos
Betão	Resistência do betão
	Grau de deterioração
	Densidade de armadura e disposição
	Microestrutura
	Propagação de fendas
Geometria	Geometria do objecto
	Afastamento à face livre
	Espaçamento entre furos
	Profundidade dos furos
	Compressão axial
Carga explosiva	Potência do explosivo
	Densidade de carregamento
	Confinamento e atacamto/tamponamento
	Distribuição ao longo do furo
	Interacção e cooperação entre cargas
Operacionalização	Processo de perfuração
	Possibilidade de encapsulamento/contenção
	Nível de fragmentação pretendido
	Manuseamento dos escombros
Ambiente	Vibrações
	Onda aérea
	Ruído
	Poeiras
	Estruturas envolventes

Tendo em consideração estes parâmetros, as metodologias seguidas pelos projectistas assumem normalmente uma natureza empírica, e baseiam-se na experiência pessoal de cada indivíduo (Kasai, 1988). Como tal, surge o conceito de carga específica (Q_e), que representa uma estimativa do peso de explosivo que será necessário utilizar para fragmentar um metro cúbico do elemento a demolir. A carga específica é distribuída de forma equitativa por cada furo realizado no elemento (Gomes, 2010).

Como ponto de partida para as cargas específicas e distância entre furações, apresenta-se na Tabela 2.3, o consumo estimado de explosivo por metro cúbico (m^3) de betão, o qual é obtido através do

quociente entre a área da secção do elemento e a altura que se pretende demolir, relativa à cintura de demolição.

Tabela 2.3 - Cargas específicas e padrões de furação (Kasai, 1988, segundo Lauritzen, 1986)

Características do objecto	Carga específica [kg/m ³]	Distância entre furos [m]
Betão e alvenaria, de fraca qualidade	0,15 - 0,40	0,70 - 0,80
Betão e alvenaria, de boa qualidade	0,30 - 0,40	0,60 - 0,70
Betão armado normal	0,40 - 0,60	0,40 - 0,50
Betão fortemente armado	0,60 - 1,50	0,30 - 0,50
Betão fortemente armado e de alta resistência	1,50 - 2,00	0,25 - 0,50

2.5. Sistemas de iniciação

Uma explosão ocorre quando é desencadeada a reacção química de um explosivo secundário, a qual normalmente é obtida quando uma carga explosiva primária é activada. Essa carga está presente nos dispositivos conhecidos como detonadores. O processo descrito é designado por iniciação e pode ser realizado de duas formas: através da activação do detonador que se encontra no interior da carga explosiva, ou usando cordão detonante que envolve o explosivo secundário, e é iniciado por um detonador (Gomes, 2003).

2.5.1. Sistemas de iniciação eléctricos

O sistema de iniciação eléctrico, tal como o nome indica, utiliza como fonte de energia a electricidade, a qual é transmitida através de um circuito até ao detonador, ficando este incandescente e iniciando a carga explosiva.

Conforme se trate de detonadores instantâneos ou de atraso/retardo, estes são constituídos por duas ou três partes, respectivamente. As três partes que constituem os detonadores são: a eléctrica, a explosiva e, nos detonadores de atraso, a substância retardadora (Figura 2.6). Todos estes componentes se encontram dentro de um casquilho metálico, de alumínio ou cobre (Martins, 1997).

Na zona superior do casquilho, encontra-se a parte eléctrica constituída pelo inflamador, pelos fios de ligação, os quais apresentam diversas cores consoante as suas características, e pelos elementos de protecção. O inflamador é composto por uma pequena resistência, recoberta por um elemento combustível normalmente fulminato de mercúrio ou nitreto de chumbo, a qual se encontra ligada aos fios que transmitem o impulso eléctrico (Jimeno *et al.*, 1995). A resistência, ao receber a corrente eléctrica, com intensidade suficiente, aquece provocando a inflamação do combustível, o qual inicia a carga primária que origina a explosão da carga base ou secundária, no caso dos detonadores

instantâneos. No caso dos detonadores de atraso, após a ignição da pasta combustível, dá-se a iniciação da carga retardadora, a qual se localiza abaixo do inflamador. O tempo que o detonador demora a actuar é controlado pela carga retardadora, pois, consoante o tipo e a quantidade desta, mais ou menos tempo leva o detonador a actuar. Quando a carga retardadora tiver actuado, inicia-se a carga primária seguindo-se a carga base, em tudo semelhante ao detonador instantâneo, diferindo apenas pela introdução de um elemento retardador da iniciação entre o inflamador e a carga primária (Martins, 1997).

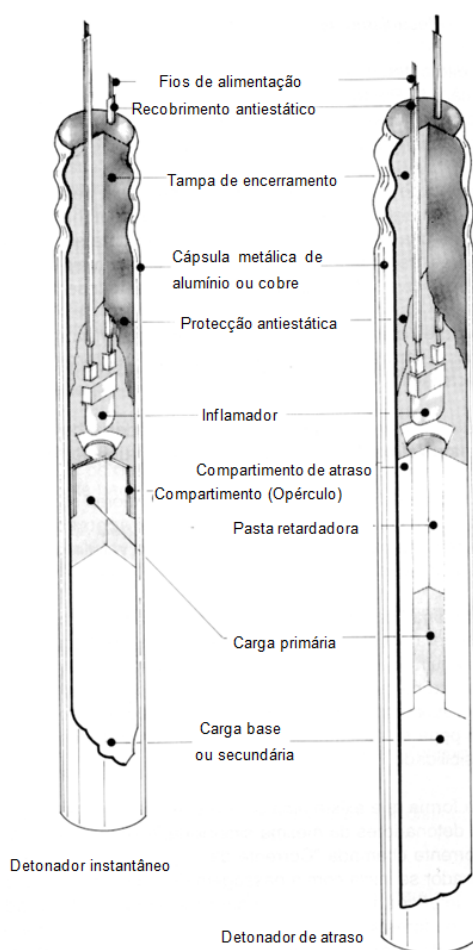


Figura 2.6 - Esquema do detonador eléctrico instantâneo e de atraso (Martins,1997)

Na maioria das demolições com explosivos, as cargas são iniciadas com uma sequência pré-determinada a qual possui diferentes intervalos de tempos entre detonações. Assim, para que todos os detonadores sejam activados antes de a estrutura começar a colapsar, evitando que algum detonador não seja iniciado, com a consequente falha do rebentamento dos explosivos, foram desenvolvidos os detonadores de retardo / atraso.

O funcionamento deste tipo de detonadores tem por base a corrente eléctrica, podendo ser activados de forma indesejada por tempestades, electricidade estática, correntes parasitas, entre outros (Mota, 2011).

De forma a evitar o que se acaba de expor, este mecanismo de iniciação dispõe de vários detonadores, os quais, necessitam de diferentes intensidades de corrente eléctrica para serem iniciados. Os detonadores eléctricos podem então ser classificados, segundo a sua sensibilidade em: detonadores sensíveis (S), detonadores insensíveis (I), detonadores muito insensíveis (MI), e detonadores altamente insensíveis (AI). Consoante o grau de sensibilidade dos detonadores eléctricos, mais ou menos sensíveis estes, requerem respectivamente uma menor ou maior quantidade de energia (Gomes, 2000).

2.5.2. Sistemas de iniciação não eléctricos

Os sistemas de iniciação não eléctricos são normalmente usados nos locais onde haja a possibilidade de ocorrer problemas ou mesmo acidentes. Locais próximos de linhas de alta tensão, caminhos-de-ferro electrificados, ou todos aqueles que possam induzir electricidade, são considerados lugares de risco. Para evitar estes inconvenientes, existem outros equipamentos alternativos aos detonadores eléctricos que permitem realizar as pegas de fogo na sequência planeada. Desses equipamentos evidenciam-se: o detonador pirotécnico, os sistemas de detonadores não eléctricos do tipo NONEL e o cordão detonante.

2.5.2.1. Detonadores pirotécnicos

Os detonadores pirotécnicos ou ordinários são constituídos por um invólucro de alumínio, o qual possui no seu interior uma carga explosiva composta por um explosivo secundário ou base e por um primário, o qual contacta com o cordão lento ou rastilho (Figura 2.7 e Figura 2.8) (Gomes, 2000).



Figura 2.7 - Detonador pirotécnico ou ordinário (Gomes, 2000)

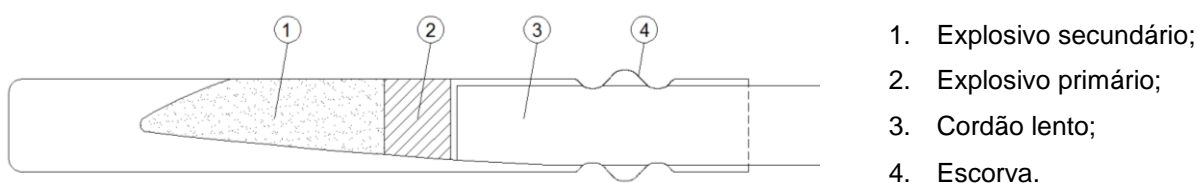


Figura 2.8 - Esquema de um detonador pirotécnico

Na extremidade livre do invólucro, onde não existe explosivo, é introduzido o cordão lento, o qual é fixado ao detonador por aperto (escorva) com um alicate especial, sendo assim conseguida a iniciação deste tipo de detonadores.

Este processo, se não for complementado com outros meios, não permite obter os rebentamentos dos tiros exactamente em simultâneo (Martins, 1997).

O cordão lento é composto por um núcleo de pólvora negra, rodeado por várias camadas finas de materiais impermeáveis e fios, o que o torna um material resistente à abrasão, à humidade, e aos esforços mecânicos (Gomes, 2000). A transmissão do fogo neste tipo de cordão ocorre por deflagração, a uma velocidade constante, compreendida entre 1 e 2 segundos por centímetro linear (Martins, 1997).

2.5.2.2. Detonadores não eléctricos

Os detonadores não eléctricos são constituídos por um tubo de plástico, designado por tubo de choque, com um diâmetro de 3 mm, o qual possui no seu interior aproximadamente 0,02 g/m de uma substância explosiva ou reactiva, por exemplo PETN (Figura 2.9). Sempre que iniciada por um explosor adequado, como por exemplo cordão detonante, um qualquer detonador ou outro meio, ocorre a propagação de uma onda de choque a uma velocidade de aproximadamente 2000 m/s (Persson *et al.*, 1993; Jimeno *et al.*, 1995). Após ter sido iniciado o sistema pelo explosor, ocorre a reacção química, a qual é suportada pelo aquecimento e expansão dos gases, fazendo propagar a onda de choque dentro do tubo de plástico (Persson *et al.*, 1993).

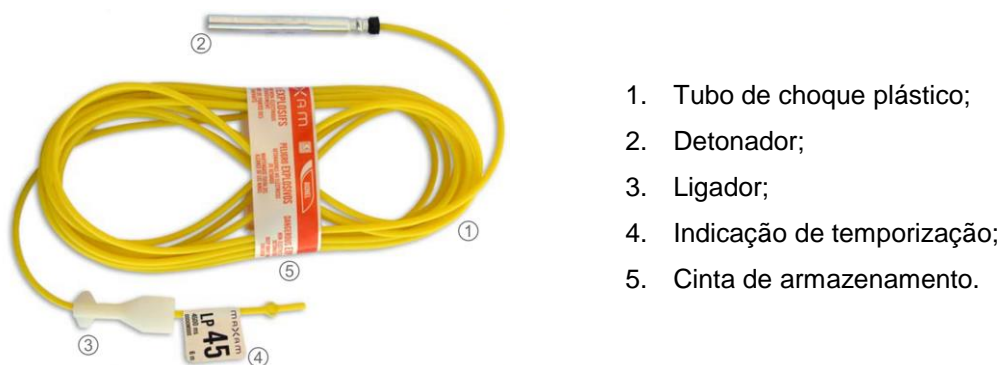


Figura 2.9 - Detonador não eléctrico (Maxam Por, 2011)

A reacção que sucede dentro do tubo funciona como sinal, dispondo apenas da energia necessária para iniciar o detonador, o qual apresenta na sua composição uma carga retardadora, um explosivo primário e outro secundário (Persson *et al.*, 1993). Segundo Gomes (2000), existem no mercado duas séries diferentes de atraso nos detonadores não eléctricos: as séries de micro-atraso com intervalos de 25 e 50 ms e as séries de atraso com intervalos de 100, 200, 500 e 1000 ms. São exemplos dos sistemas não eléctricos os espanhóis Rionel e Primadet e os suecos Nonel.

Segundo Mota (2011) e Persson *et al.* (1993), as grandes vantagens na utilização deste tipo de sistema são o manuseamento mais seguro, porque não é influenciado por correntes parasitas, nem existe o perigo da onda de choque que ocorre dentro do tubo iniciar qualquer tipo de explosivo mesmo quando existe contacto entre o tubo e o explosivo, e as suas ligações são feitas de forma simples e rápida. Relativamente às desvantagens, consistem na impossibilidade de verificação do circuito, a não ser por inspecção visual, com especial atenção aos locais onde haja acoplamento (Jimeno *et al.*, 1995).

2.5.2.3. Cordão detonante

O cordão detonante teve uma grande utilização no passado, sendo uma das alternativas nos sistemas de iniciação, principalmente nos locais onde haja risco de detonação prematura dos detonadores eléctricos, o qual tem vindo a ser substituído pelo sistema NONEL. Este tipo de cordão é constituído por um núcleo de PETN (pentrite), com uma velocidade de detonação compreendida entre 6500 e os 7000 m/s, o qual é radiado por vários fios e fibras têxteis, cobertas por polietileno ou PVC, obtendo através da sua constituição flexibilidade, resistência à tracção, à abrasão e à humidade, permitindo o uso deste debaixo de água (Jimeno *et al.*, 1995; Persson *et al.*, 1993).

Consoante o tipo de cordão, este apresenta diferentes quantidades de explosivo, o que origina cordões com diferentes diâmetros, sendo a sua identificação facilitada pelas diferentes colorações que apresenta (Figura 2.10).



Figura 2.10 - Cordão detonante (Maxam Por, 2011)

Segundo Gomes (2000), são produzidos diferentes tipos de cordão detonante, os quais apresentam distintas quantidades de PETN por metro linear, podendo variar desde 0,8 g até 100 g, sendo usado normalmente 10 e 12 g/m linear (Tabela 2.4).

A utilização do cordão detonante pode ter como fim a iniciação de um outro explosivo, ou conjunto de explosivos, ou pode ser usado como explosivo principal, em qualquer tipo de demolição.

Para que um qualquer explosivo seja iniciado pelo cordão detonante, basta que este esteja em contacto com o explosivo. Quando o cordão detonante é usado como explosivo principal, a sua iniciação é feita por um dos sistemas referidos, eléctricos ou não eléctricos ou electrónico. Segundo Elliott (2000), o cordão detonante é adequado para demolir paredes resistentes pois a carga distribui-se uniformemente ao longo da parede.

Tabela 2.4 - Características dos principais tipos de cordão detonante (Gomes, 2000)

Gramagem [g/m]	Cor	Diâmetro exterior [mm]	Resistência à tracção [kg]	Velocidade de detonação [m/s]
3	Rosa	3.5	35	6500
6	Amarelo	3.8	40	6800
10	Vermelho	4.5	75	7000
12	Laranja	5.4	40	6800
12	Azul	4.7	75	7000
15	Amarelo	5.7	100	7000
24	Vermelho	7	60	6500
40	Laranja	8.5	60	6500
100	Vermelho	11.2	100	6500

Um aspecto relativamente importante quando se faz uso do cordão detonante é a forma como são efectuadas as suas ligações. Para que a ligação seja efectuada correctamente, a parte inferior do detonador tem de apontar no sentido da propagação da onda de detonação, bem como quando existem derivações de cordão detonante feitas numa linha principal deste, estas devem ser executadas de forma a manter a propagação da onda, evitando-se possíveis falhas do sistema de fogo (Martins, 1997; Gomes, 2000).

A utilidade do cordão detonante é limitada pelo seu custo elevado, pelo ruído não desejado provocado pela explosão aérea e pelo risco de iniciação prematura (Persson *et al.*, 1993).

2.5.3. Detonadores electrónicos

Ao longo das últimas décadas, a procura por detonadores com elevado grau de precisão tem aumentado, principalmente devido à necessidade de um melhor controlo das demolições e da vibração (Persson *et al.*, 1993) tendo-se desenvolvido detonadores electrónicos, os quais permitem obter elevados graus de precisão nas temporizações (Jimeno *et al.*, 1995). Segundo Gomes (2003), o sistema baseia-se num método digital e programável, no qual podem ser definidos intervalos de 1 ms a 4000 ms, com 1/10 de ms de precisão, permitindo realizar explosões controladas fazendo uso de detonadores electrónicos de atraso (Figura 2.11).



Figura 2.11 - Detonadores electrónicos

Os detonadores electrónicos têm na sua constituição, entre outros componentes, uma carga explosiva e um circuito electrónico, o qual possui um *microchip*, que assegura a autonomia e o disparo do detonador, sendo que apenas podem ser iniciados quando recebem um código de activação (Figura 2.12). O seu circuito está protegido contra sobre tensões, e não é accionado por qualquer tipo de corrente estática ou rádio frequência (Jimeno *et al.*, 1995; Mota, 2011).

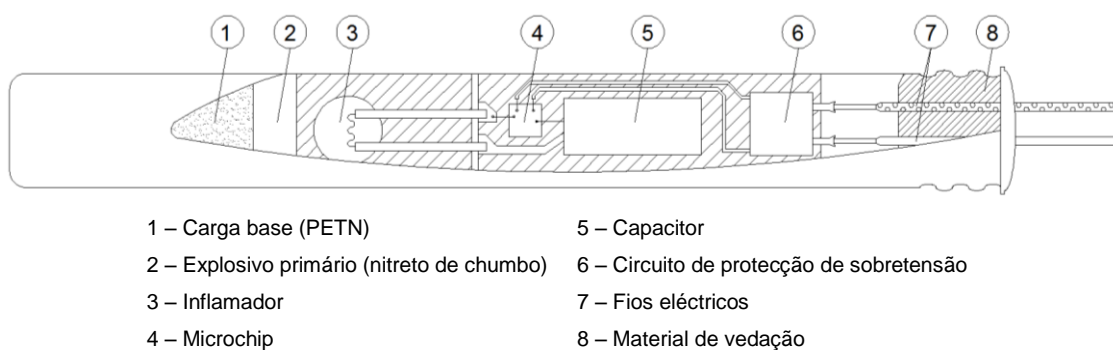


Figura 2.12 - Constituição de um detonador electrónico (adaptado de Persson *et al.*, 1993)

A consola de fogo permite detectar se existe algum detonador no circuito que não esteja em funcionamento ou em falta, assim como pode iniciar mais de 1200 detonadores electrónicos numa única aplicação (Figura 2.13). Este tipo de detonadores tem como desvantagem o seu elevado custo.



Figura 2.13 - Consola de fogo

3. Projecto de demolição por métodos explosivos

3.1. Fases do projecto de demolição por métodos explosivos

O ponto de partida para a concretização do projecto de demolição por métodos explosivos materializa-se com a selecção do mecanismo de colapso, sendo este o elemento chave para a definição da extensão dos trabalhos preparatórios na estrutura, designadamente os de pré-enfraquecimento, perfurações para cumprir o plano de tiro, definição do sistema de lançamento de fogo e determinação de medidas de controlo de impactes (Gomes, 2013). Para identificar o mecanismo de colapso, devem ser avaliados três factores que condicionam a sua escolha, sendo estes a **avaliação da envolvente**, **avaliação estrutural** e a **avaliação ambiental**.

No que alude à **avaliação da envolvente**, esta tem como principal objectivo identificar qual o grau de liberdade existente para a execução da demolição e quais os possíveis impactes estruturais que daí advêm. Segundo Gomes (2013), os principais aspectos a ponderar quando se realiza uma avaliação da envolvente são os que se evidenciam nos seguintes pontos:

- implantação da estrutura, posição relativa a outras construções ou obstáculos na envolvente;
- existência de infra-estruturas enterradas (condutas, túneis, entre outros) e propriedades do solo de fundação;
- espaço disponível para pilha de escombros;
- receptores sensíveis (vibração, nuvem de pó, projecções);
- localização, tipo de construção, grau de deterioração dos edifícios adjacentes;
- histórico de trabalhos de demolições ocorridos no local.

Outro dos factores que condiciona o mecanismo de colapso é a **avaliação estrutural**, através da qual se pretende estudar todas as características da estrutura, de forma a compreender qual será o comportamento mais provável, que esta poderá apresentar, quando for demolida. Assim, salienta-se os seguintes aspectos a ter em consideração quando se realiza a avaliação estrutural (Gomes, 2013):

- tipologia de construção e dimensão;
- tipo de fundações, quantidade de pilares e paredes, posição relativa;
- secção dos elementos de betão armado, pormenorização das armaduras, resistências do betão;
- existência e localização das juntas de dilatação;
- data da construção, método de construção, grau de deterioração, “história” da estrutura;
- comparação entre peças escritas e desenhadas da estrutura e situação actual, incluindo eventual execução de sondagens/carotagens e outros testes com técnicas não destrutivas;
- existência de substâncias e/ou instalações perigosas, tais como redes eléctricas, gás ou outras.

Relativamente à **avaliação ambiental**, esta é essencial para compreender os possíveis impactos produzidos na comunidade. Da mesma forma que se enumerou alguns dos aspectos a ter em consideração para as avaliações referidas anteriormente, são aqui expostos os principais factores que influenciam a avaliação ambiental (Gomes, 2013):

- levantamento de receptores sensíveis, tais como equipamentos públicos e edifícios especiais (hospitais, edifícios históricos, locais de culto ou outros), respectivas taxas de ocupação e condicionamentos/restrições à sua evacuação;
- vias de comunicação adjacentes, intensidade e controlo do tráfego;
- necessidade de controlo do ruído, vibrações e projecções de materiais na vizinhança;
- necessidade de estruturas temporárias de vedação ou retenção de escombros.

Os receptores sensíveis são mencionados tanto na avaliação da envolvente como na avaliação ambiental, mas com pontos de vista diferentes para estes. A avaliação da envolvente tem em conta infra-estruturas e outras estruturas, existentes na envolvente, e os requisitos que possuem no que concerne aos limites das vibrações, ruído ou projecções. No caso de estudo acompanhado, existe a proximidade ao edifício do centro de medicina nuclear, a distância e tipologia de envidraçados e as redes existentes. Na avaliação ambiental, são referidos os receptores sensíveis considerando como tais aqueles que, pela sua natureza, e não pelas suas características/propriedades físicas, necessitam de especial atenção, ou seja, hospitais, edifícios históricos ou outros edifícios, em que ruído, poeiras e vibrações possam ser incomodativos, sendo necessária a evacuação de pessoas, a interrupção de itinerários, entre outras. No caso do HFAR, é na avaliação ambiental que é levantada a ocupação de todos os edifícios na envolvente, os arruamentos nas imediações e os equipamentos sensíveis utilizados na envolvente.

Após a verificação destes aspectos, é escolhido um mecanismo de colapso que será principalmente influenciado pelas restrições impostas pela envolvente, no que refere ao espaço disponível, e pela maior ou menor susceptibilidade de determinada forma de rotura da estrutura. Gomes (2000), citando Brown (1995), refere que, com a definição de um correcto mecanismo de colapso, pretende-se obter um colapso eficiente e controlado, alcançar a máxima fragmentação da estrutura, controlar as projecções de material e evitar danos em quaisquer infra-estruturas adjacentes. A sua definição tem também como objectivo determinar o plano de tiro, bem como os elementos a perfurar e a carregar com explosivos, provocar o mínimo distúrbio possível, antes e após a realização do evento, reduzindo a onda de choque e as vibrações do solo.

Em seguida, apresenta-se, na Figura 3.1, um esquema que ilustra o processo iterativo para a definição do mecanismo de colapso. Como se acaba de mencionar, o processo de selecção do mecanismo de colapso é iterativo e pode ser alterado depois de se ter optado inicialmente por um mecanismo em específico. No entanto, depois de realizadas as 3 avaliações, é escolhido o mecanismo. Com o mecanismo de colapso já seleccionado, deve ser realizado o cálculo de estabilidade da estrutura, de forma a identificar os elementos estruturais que podem ser pré-

enfraquecidos e determinar a extensão desses trabalhos. A extensão dos trabalhos de pré-enfraquecimento irá condicionar a modelação, assim como o cálculo das cargas explosivas.

Simultaneamente é realizada a modelação, recorrendo ao *software* de cálculo automático, para que se possa compreender qual o comportamento da estrutura durante o colapso e subsequentemente definir as temporizações que materializam o plano de tiro. Ao mesmo tempo, são calculadas as cargas explosivas necessárias para criar a cintura de demolição e realizar o mecanismo de colapso idealizado, sendo estas aferidas posteriormente com os tiros de ensaio.

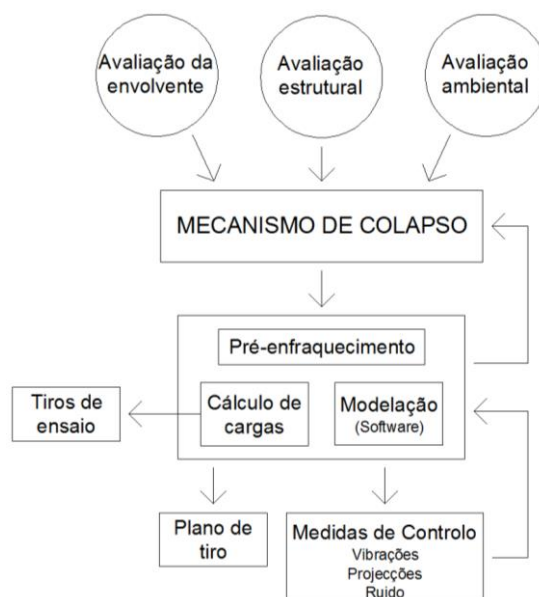


Figura 3.1 - Esquema para a definição do mecanismo de colapso e das fases do projecto de demolição por métodos explosivos

Dos resultados da modelação e da quantidade de explosivo necessário, resultam alguns valores relativos às vibrações, projecções e ruídos, valores que devem enquadrar-se nas três avaliações feitas inicialmente (avaliação da envolvente, estrutural e ambiental). Caso estes não se enquadrem, deve ser revista/alterada a modelação, a quantidade de explosivo e o plano de tiro, ou em último caso poderá ser necessário alterar o mecanismo de colapso e realizar o processo novamente.

Da execução e análise de todas estas “fases” resulta o **plano de tiro**, assim como as **medidas de controlo de impactes**, constituindo os produtos finais do projecto de demolição por métodos explosivos.

3.2. Método dos elementos aplicados

A simulação por computador é uma ferramenta importante para determinar o comportamento das estruturas sujeitas a condições extremas, tais como sismos, impactos em estruturas, explosões ou o colapso progressivo, como é o caso de uma demolição. No entanto, não é possível prever o

comportamento de colapso das estruturas utilizando o método dos elementos finitos (FEM) pois neste os elementos não se separam. Os métodos utilizados para a análise estrutural baseiam-se principalmente na continuidade mecânica, como é exemplo, o método dos elementos finitos (FEM), o qual não pode ser aplicado de forma explícita em elementos discretos. Portanto, métodos baseados na continuidade mecânica não podem ser aplicados para simular e analisar o colapso. Por outro lado, a análise com base no método dos elementos discretos (DEM) não pode ser utilizada para prever o comportamento dos elementos contínuos. No entanto, as estruturas durante o colapso passam pelas duas fases, uma primeira fase em que os elementos são contínuos e uma segunda onde são discretos (ASI, 2006).

Para resolver o que se acaba de expor, foi desenvolvido um novo método capaz de prever com um elevado grau de precisão o comportamento contínuo e discreto das estruturas. Após 9 anos de pesquisa e desenvolvimento, foi criado o *Applied Element Method* (AEM) (ASI, 2006), cuja designação anglo-saxónica será traduzida nesta dissertação como método dos elementos aplicados, método este que está na base do *software Extreme Loading for Structures* (ELS), propriedade da *Applied Science International* (ASI). É um método derivado do método dos elementos finitos (FEM) e do método dos elementos discretos (DEM), o qual permite realizar uma análise linear e não-linear, e compreender o comportamento das estruturas durante a separação dos elementos, colisão e colapso (ELS, 2014).

O método dos elementos aplicados (AEM) é um método que consegue controlar o comportamento de colapso estrutural ao longo das diferentes fases, calculando automaticamente toda a fase elástica, a criação e propagação de fendas, a cedência das armaduras, a formação de rótulas plásticas, a encurvadura e pós-encurvadura, a separação dos elementos, a colisão/contacto entre elementos e a colisão com o solo e com as estruturas adjacentes (Lupoae, 2009; ASI, 2006). Na Figura 3.2, mostra-se o domínio de aplicação do AEM comparado com o do FEM.

Pequenos deslocamentos		Grandes deslocamentos		Colisão
Elástico	Não-linear	Alterações geométricas e dos materiais	Separação dos elementos	Colapso progressivo
Preciso	Resultados fiáveis			Em estudo
Preciso	Resultados fiáveis		Em estudo	

Figura 3.2 - Domínio de análise do AEM (adaptado: ASI, 2006)

Pode-se ainda realizar uma comparação entre as características do FEM e do AEM, que se expõem na Tabela 3.1, a qual permite compreender a simplicidade na modelação, em comparação com o método dos elementos finitos, reduzindo assim o tempo necessário na modelação, bem como torna mais simples e mais precisa a análise do colapso numa demolição.

Tabela 3.1 - Comparação entre a modelação do FEM e do AEM (adaptado: Tagel-Din, 2006)

Atributos	Método dos elementos finitos (FEM)	Método dos elementos aplicado (AEM)
Ligações	Nós	Face dos elementos
Ligações parciais	Não é permitido, os nós devem ser partilhados pelos elementos	Permitido, os elementos podem ligar-se apenas numa parte da superfície
Ligações entre diferentes elementos	Necessita de elementos de transição	Não necessita de elementos de transição
Armaduras	Elementos especiais	Molas de ligação
Fendas em materiais frágeis	Difícil localização	Geradas automaticamente
Separação dos elementos	Os elementos não podem ser separados nas suas fronteiras	Ocorre a separação dos elementos de forma automática

3.2.1. Contextualização do método dos elementos aplicados

O AEM foi criado na Universidade de Tóquio, fazendo parte dos estudos de investigação do Professor Hatem Tagel-Din sobre a análise e visualização de estruturas sujeitas a acções geradas durante um terramoto (Tagel-Din, 2009). Desde 1995, foram desenvolvidos trabalhos de pesquisa sobre o AEM, sendo a validação deste método realizada através de vários testes. Os estudos de investigação têm-se focado na verificação da precisão, relativamente (Tagel-Din, 2009):

- à análise elástica;
- à iniciação e propagação de fendas;
- à estimativa da carga de colapso para estruturas de betão armado;
- ao comportamento de estruturas de betão armado sob acção de cargas cíclicas;
- ao comportamento de encurvadura e pós-encurvadura;
- à análise dinâmica não-linear de estruturas sujeitas a sismos severos;
- ao comportamento não-linear de estruturas de alvenaria;
- à análise de paredes reforçadas com polímeros de fibra de vidro (GFRP) sob a acção de cargas de explosão.

Como o AEM é relativamente recente em comparação com o método dos elementos finitos (FEM), foi importante para a ASI executar vários estudos através de testes numéricos “cegos”, com a finalidade de ganhar aceitação daqueles que têm vindo a utilizar o FEM durante décadas. Para o conseguir, contrataram um empreiteiro, o qual foi incumbido de fornecer apenas os dados necessários para que a ASI pudesse realizar a análise numérica, mantendo em segredo todos os resultados até que fosse concluída a análise feita através do AEM. Seguindo esta abordagem, a ASI evitava especulações de que os parâmetros de modelação eram ajustados para melhor combinar com os resultados do FEM ou dos testes. Durante o projecto, a ASI realizou 22 testes numéricos “cegos” dos quais 9 foram detonações em paredes, 2 detonações de cargas explosivas em pilares e 11 casos de estudos realizados com estruturas de cinco andares em colapso progressivo. Os testes foram realizados com

diferentes materiais, incluindo betão, betão pré-esforçado, aço, alvenaria, entre outros, sob condições de carregamento estático e dinâmico (Tagel-Din, 2009).

Nos casos em que não ocorreu o colapso, o AEM obteve resultados semelhantes aos do FEM, concluindo que ambos os métodos têm uma elevada precisão relativamente ao comportamento não-linear, quando não ocorre colapso. No entanto, o estudo demonstrou que os resultados do AEM estavam mais próximos da realidade do que os resultados do FEM. Quando o colapso ocorre, o AEM pode ser utilizado, tornando-se uma eficaz ferramenta de engenharia para modelar o colapso das estruturas, permitindo uma visualização realista do dano causado e dos detritos formados (Tagel-Din, 2009).

3.2.2. Teoria base do AEM

No método dos elementos aplicados, as estruturas são modeladas como um conjunto relativamente reduzido de elementos, os quais resultam da divisão da estrutura, como mostra a Figura 3.3 a) e b). Os elementos são ligados entre si através de um conjunto de molas, simulando o esforço normal e o esforço transversal, as quais estão localizadas nos pontos de contacto e distribuídas entre as faces dos dois elementos (Figura 3.3 c)). As molas de esforço normal e de esforço transversal são responsáveis pela transferência de tensões normais e de corte, respectivamente, de um elemento para o outro, representando as tensões e deformações de um certo volume, como se representa na Figura 3.3 c).

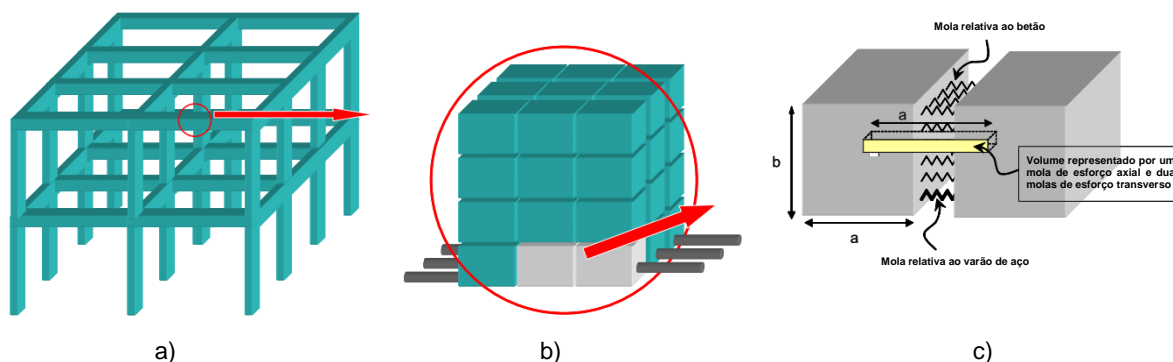


Figura 3.3 - Modelo estrutural no AEM: a) estrutura; b) elementos gerados pelo AEM; c) distribuição das molas (adaptado: Tagel-Din, 2009)

3.2.3. Molas de ligação

Tal como referido, no AEM os elementos são ligados entre si através de uma série de molas que ligam à face do elemento adjacente. A criação destas molas é realizada automaticamente pelo *software*, representando a continuidade entre os elementos e as características dos diferentes materiais. As extensões, a tensão e o critério de ruptura são estimados e calculados com base nas molas (Tagel-Din, 2009).

Como se pode observar na Figura 3.4, as molas ligam dois elementos adjacentes e representam as ligações do material estrutural. Por exemplo, para estruturas de betão, as molas representam as ligações entre o betão, verificando-se o mesmo para estruturas de aço, em que as molas representam as características do aço, ou seja, estas podem adoptar as propriedades de qualquer tipo de material. No entanto, para que as molas sejam geradas automaticamente, as faces devem estar exactamente no mesmo plano. Caso contrário, as molas não são geradas, conforme se demonstra na Figura 3.5, e os dois elementos comportam-se como se pertencessem a dois objectos diferentes separados por um intervalo (Tagel-Din, 2009).

Quando a extensão entre estas duas faces adjacentes atinge o limite (extensão de ruptura específica para cada material), as molas entre essas duas faces são removidas e os elementos comportam-se como dois corpos rígidos separados, para a restante análise, mesmo se os dois elementos se encontrarem novamente (Tagel-Din, 2009).

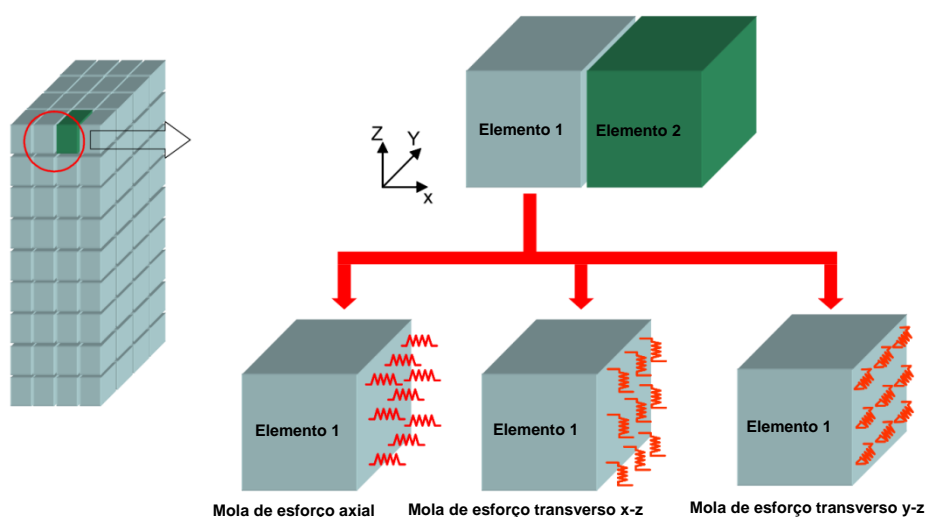


Figura 3.4 - Molas de ligação (adaptado: Tagel-Din, 2009)

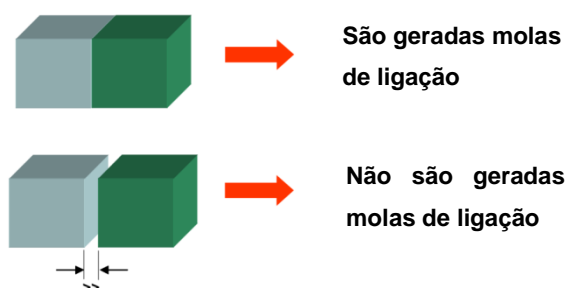


Figura 3.5 - Condições para criar as molas de ligação (adaptado: Tagel-Din, 2009)

Em estruturas de betão armado, para além das molas referidas, relativas às ligações do betão, existem molas de reforço que têm por objectivo representar a armadura existente, como se observa na Figura 3.6.

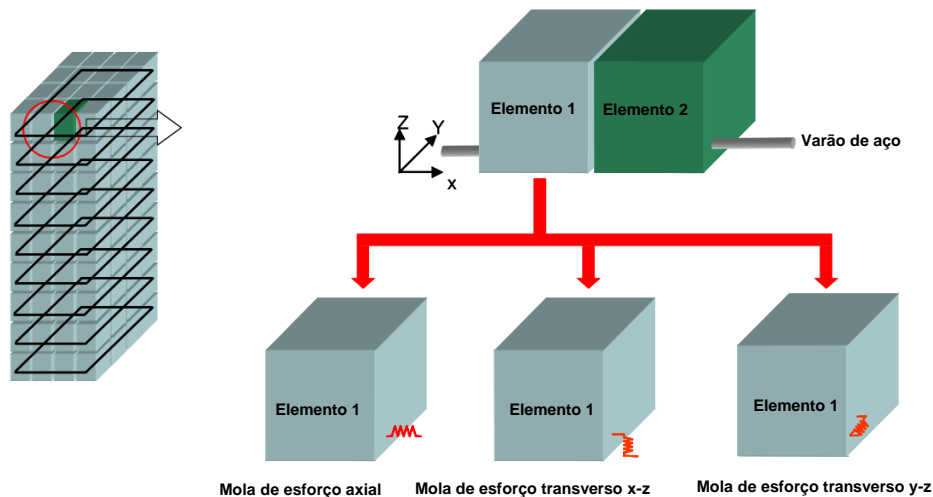


Figura 3.6 - Molas relativas aos varões de aço (adaptado: Tagel-Din, 2009)

As molas relativas aos varões de aço representam as propriedades do material, a sua localização exacta e a área de cada varão. O utilizador apenas tem de lidar com a pormenorização da armadura, área, recobrimento, espaçamento dos estribos/cintas, entre outros (ASI, 2006).

O programa converte os dados introduzidos, relativos à armadura, em molas de esforço normal e de esforço transversal, colocando-as na sua exacta localização. São usadas da mesma forma três molas, uma de esforço axial e duas de esforço transversal, para representar as diferentes características do material. Estas são geradas na intersecção dos varões com a fronteira do elemento de forma automática pelo *software Extreme Loading for Structures* (ELS). A mola relativa ao esforço normal tem a direcção do varão de aço independentemente da direcção da face do elemento. As outras duas molas representam o comportamento do aço em relação ao esforço transversal. As três molas relativas a cada varão da armadura são “cortadas” quando a tensão de cada varão satisfizer o critério de rotura de Von Mises (Tagel-Din, 2009).

No uso de molas para representar as armaduras, considera-se uma aderência perfeita ao betão. No entanto, o utilizador pode optar por modelar os varões de aço utilizando elementos de fronteira que controlam o comportamento de ligação entre a armadura e o betão.

3.2.4. Modelos constitutivos

Para o betão à compressão, é adoptado o modelo não linear. Quando o betão é submetido à tracção, são adoptadas relações lineares de tensão-extensão até à formação de fendas no betão (ruptura das molas), com o consequente decréscimo das tensões para zero.

O comportamento do betão ao corte é linear até que se atinja a extensão de fendilhação. Uma vez atingida a extensão de fendilhação pelas molas, o valor de resistência ao corte, na fronteira da fenda,

é redistribuído (RV). Encontrando-se a fenda fechada, a resistência ao corte volta a existir devido ao coeficiente de atrito, sendo esta relação linear e existindo desde que a fenda permaneça fechada (Figura 3.7) (Tagel-Din, 2009).

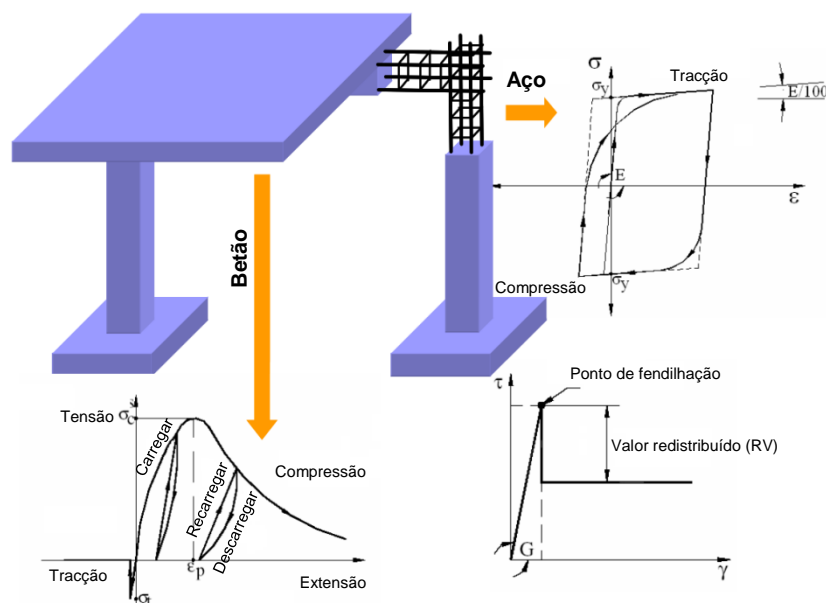


Figura 3.7 - Modelo do betão e das armaduras (adaptado: Tagel-Din, 2009)

3.2.5. Colisão entre elementos

Uma das grandes inovações ao nível das características do AEM é a detecção automática do contacto entre elementos. O utilizador não tem de prever quando ou onde é que o contacto/separação vai ocorrer. Os elementos podem entrar em contacto, separarem-se, voltarem novamente a entrar em contacto ou entrar em contacto com outros elementos sem qualquer tipo de intervenção do utilizador. Reduz-se assim a aleatoriedade dos resultados obtidos para as possíveis diferenças na qualidade do utilizador (Tagel-Din, 2009).

Existem vários tipos de contactos tais como contacto entre a face de um elemento e o canto de outro elemento, o contacto entre arestas dos dois elementos e o contacto entre o canto de um elemento e o solo. A Figura 3.8, a Figura 3.9 e a Figura 3.10 ilustram os três tipos de contacto, respectivamente. Sempre que os elementos estão em contacto, são criadas molas de esforço normal (compressão) e de esforço transversal (atrito) no local onde ocorre o contacto e estas são retiradas quando os elementos se separam.

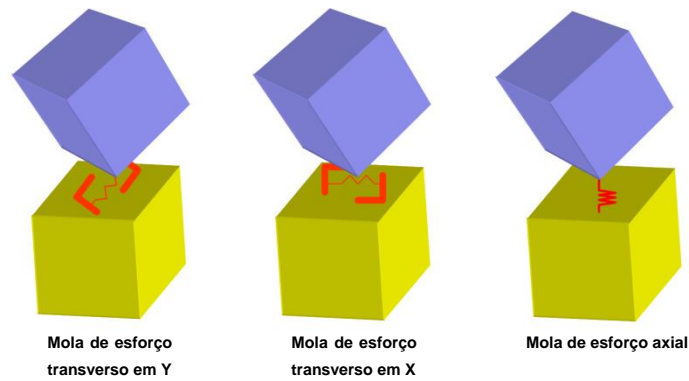


Figura 3.8 - Contacto canto-face (adaptado: Tagel-Din, 2009)

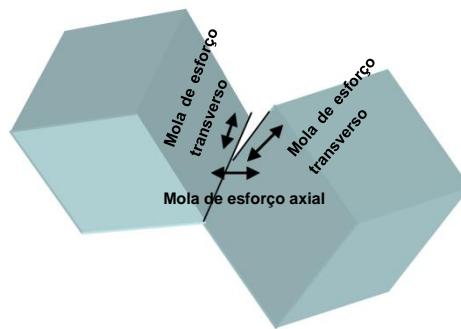


Figura 3.9 - Contacto aresta-aresta (adaptado: AEM, 2014)

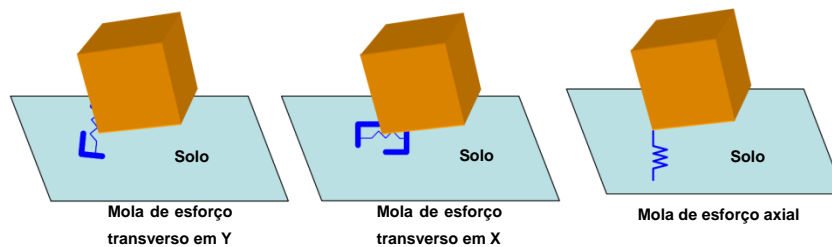


Figura 3.10 - Contacto canto-solo (adaptado: AEM, 2014)

3.2.6. Energia dissipada durante o contacto

Durante a colisão, é dissipada energia cinética devido ao contacto existente entre elementos. É definido um factor de ressalto (r), que tem por base a razão entre a velocidade do elemento após e antes da colisão. O valor do “ r ” varia entre zero e um. Sendo o valor deste igual a um, significa que a velocidade após a colisão é a mesma do que a inicial, não existindo dissipação de energia. Quando toda a energia cinética é dissipada durante o contacto, o valor do factor de ressalto é de zero (ASI, 2006).

A dissipação de energia pode também ser calculada através da relação carga-deslocamento de uma mola, durante o período em que está a ser carregada (aproximação) e o período em que está a ser

descarregada (afastamento) (Figura 3.11). O factor “n” representa o rácio entre a rigidez de descarga e carga e deve ter um valor superior a um. Quando o factor “n” é igual a um, significa que não há dissipação de energia durante o contacto, continuando o elemento com a mesma energia cinética que possuía antes de colidir. Se o factor “n” for aproximadamente infinito, significa que toda a energia cinética é libertada. O factor da rigidez de descarga “n” pode facilmente ser correlacionado com o factor de ressalto “r”, igualando a energia de ressalto em ambas as técnicas. A relação é dada pela equação (3.1) (ASI, 2006):

$$r = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (3.1)$$

Isto indica que a dissipação de energia durante o contacto pode ser simulada por qualquer um destes métodos.

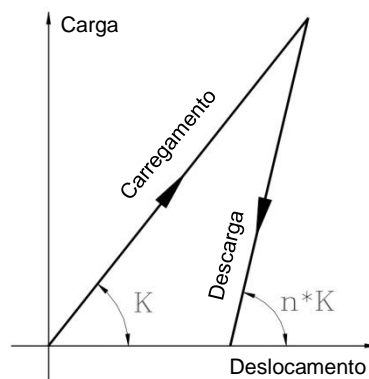


Figura 3.11 - Relação carga-deslocamento de uma mola de contacto nas condições de carregamento e descarga (adaptado: ASI, 2006)

O valor por definição adoptado para o factor “n” é de 10, o que significa que a energia dissipada pelo elemento durante o contacto é de 90% e apenas 10% é recuperada (Figura 3.12). Este valor pode ser alterado pelo engenheiro consoante a sua experiência. No entanto, o factor “n” igual a 10 é razoável, se o utilizador não tiver uma estimativa de um valor mais preciso (ASI, 2006).

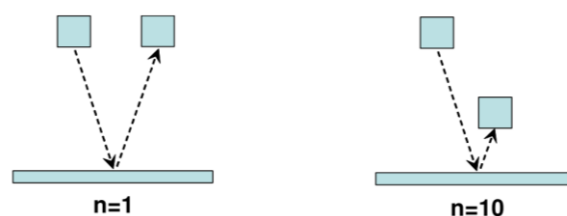


Figura 3.12 - Ressalto com diferentes valores do factor de rigidez de descarga (ASI, 2006)

3.2.7. Graus de liberdade

Cada elemento tem 6 graus de liberdade sendo 3 relativos aos deslocamentos e 3 relativos às rotações. O deslocamento relativo, ou o movimento de rotação entre dois elementos adjacentes, provoca tensões normais e de corte nas molas existentes entre as faces dos dois elementos, como se pode observar na Figura 3.13. As molas de ligação representam a tensão, a extensão e a ligação entre elementos. Dois elementos adjacentes consideram-se separados quando todas as molas de ligação tiverem atingido a rotura (Tagel-Din, 2009).

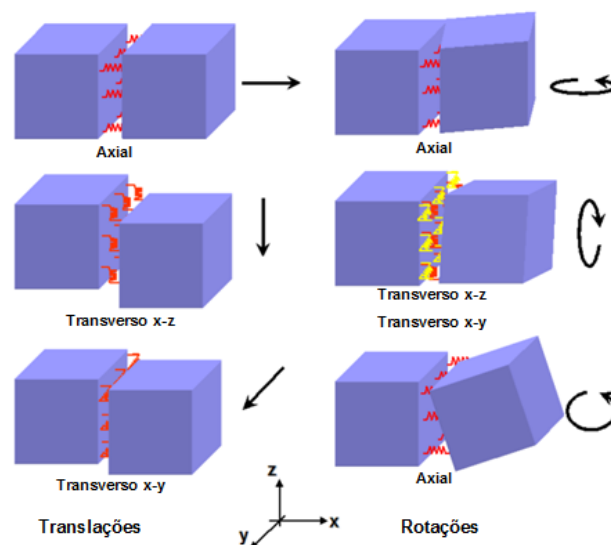


Figura 3.13 - Tensão nas molas devido aos deslocamentos relativos (adaptado: Tagel-Din, 2009)

3.2.8. Matriz de rigidez

Para cada mola, que faz a ligação entre dois elementos, é gerada uma matriz de rigidez de 12 por 12, desde que cada elemento tenha 6 graus de liberdade. A matriz depende do tipo de material e do seu estado, ou seja, tem em conta se é uma mola para representar aço ou betão. No caso do betão, a mola tem em consideração se este está fendilhado ou se já atingiu o critério de ruptura por compressão. No caso do aço, segue a relação constitutiva tensão-extensão. Estas matrizes são montadas na matriz de rigidez global estrutural (Tagel-Din, 2009).

3.2.9. Ligação entre diferentes componentes

Tal como se pode observar na Figura 3.14, os dois elementos relativos ao FEM não estão ligados devido à sobreposição parcial entre os elementos. A única maneira de ligar estes dois elementos é através de uma restrição especial a ligar os nós adjacentes um ao outro. Este processo é moroso e necessita de uma pessoa qualificada para fazê-lo. A utilização de elementos de transição para ligar

componentes adjacentes é também um processo complicado, especialmente em elementos 3D, conduzindo a um grande número de elementos adicionados. Ao contrário do FEM, os mesmos dois elementos são ligados automaticamente com o AEM. Este aspecto é uma das razões pelas quais AEM é muito mais rápido na modelação (Tagel-Din, 2009).

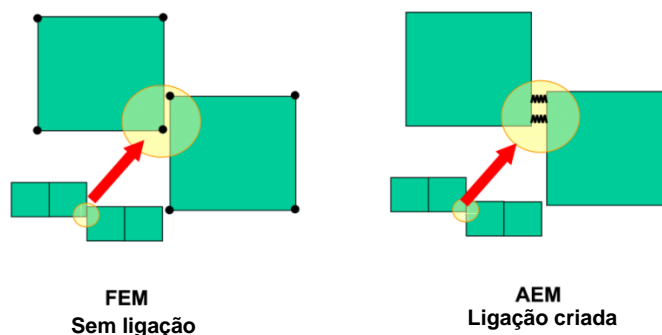


Figura 3.14 - Ligação entre elementos no FEM e no AEM (adaptado: Tagel-Din, 2009)

Quando se faz uso do AEM, este cria malhas independentes para cada elemento, tal como se pode observar na Figura 3.15, o que torna todo o processo de construção do modelo mais rápido, não sendo necessário ajustar as malhas nos diferentes elementos. Pode-se verificar na Figura 3.16 que a malha gerada pelo FEM para executar a ligação entre os nós da laje e da parede é relativamente complexa, o que não ocorre no AEM onde não é necessário nenhum cuidado especial, pois este cria malhas independentes para cada elemento, que se ligam entre si. Relativamente à Figura 3.17, a criação do modelo pode levar dias para ajustar a malha de elementos finitos de cada tijolo, e também para ajustar a malha da janela de vidro à caixilharia, enquanto que no AEM não é necessária qualquer acção. No entanto, é recomendável que os elementos adjacentes tenham um tamanho aproximadamente igual, não sendo necessário que estes se liguem nos cantos uns dos outros (Tagel-Din, 2009).

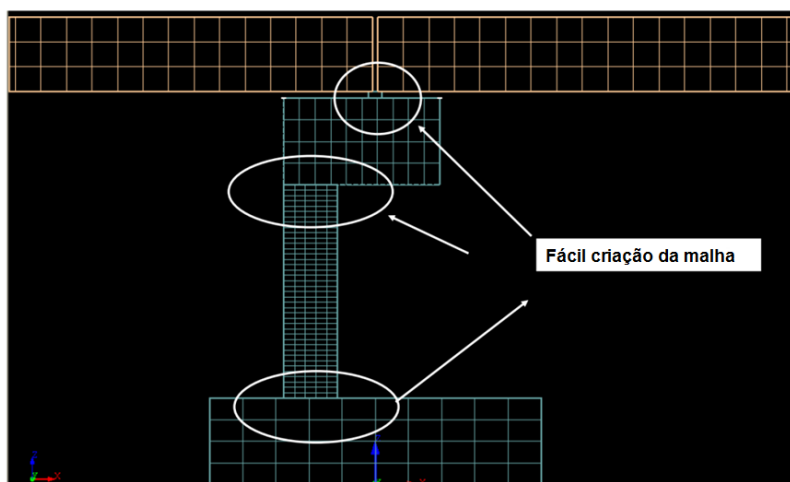


Figura 3.15 - Modelação de diferentes elementos com o AEM (adaptado: Tagel-Din, 2009)

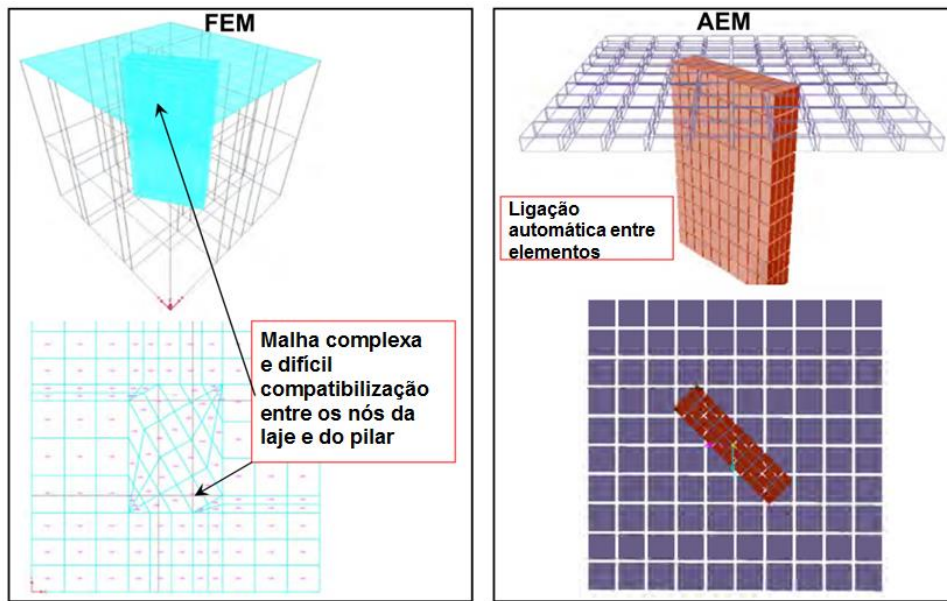


Figura 3.16 - Comparação entre modelação com o FEM e o AEM (adaptado: Tagel-Din, 2009)

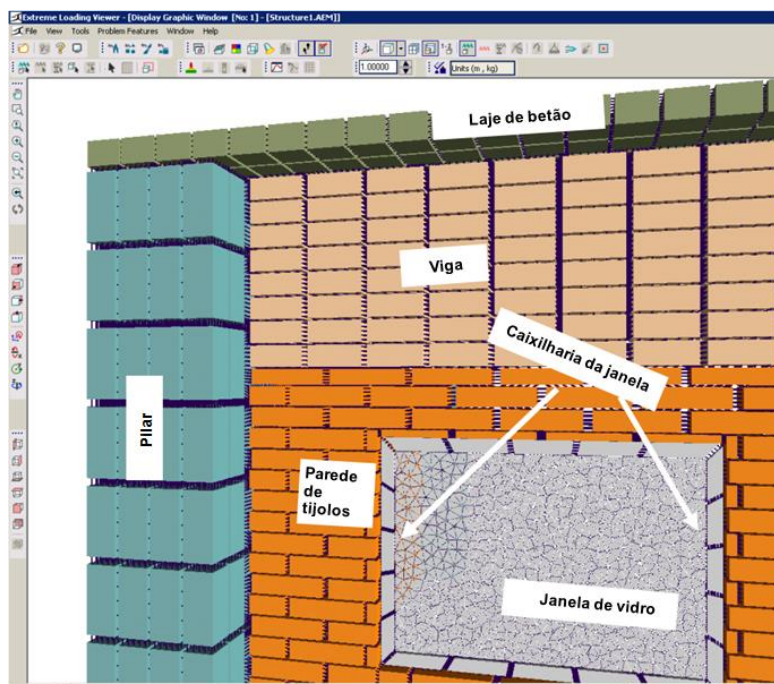


Figura 3.17 - Simplicidade de ligação de diferentes elementos com o AEM (adaptado: Tagel-Din, 2009)

3.3. Cargas explosivas

Como referido, no ponto 3.1, as cargas explosivas são calculadas em simultâneo, com o processo de modelação e do pré-enfraquecimento, sendo de especial relevo o seu cálculo, pois estas são necessárias para criar a cintura de demolição e, assim, provocar o mecanismo de colapso idealizado, concretizando a demolição. Para além da criação da cintura de demolição, a sua correcta definição é importante, pois a existência de demasiada carga explosiva provocará uma maior vibração e projecção de fragmentos, devido à criação de uma onda de choque de intensidade superior e origina um custo mais elevado pelo excesso de explosivo usado. No entanto, se a carga for bastante reduzida, pode não criar a cintura de demolição pretendida, diminuindo a aceleração da estrutura, e porventura alterando o mecanismo que estava previsto. Em último caso, pode não fragmentar suficientemente os elementos portantes fazendo com que a estrutura não colapse totalmente, deixando-a numa situação de perigo de ruptura iminente.

3.3.1. Parâmetros de desenho de cargas

Tendo por base experiências realizadas no Japão, as quais tinham como objectivo o estudo da influência da distribuição das cargas explosivas, na fragmentação produzida em pilares de betão armado, é possível retirar algumas conclusões, das quais se salientam as seguintes (Kasai, 1988):

- a utilização de apenas uma carga explosiva para demolir um pilar não é suficiente, quando comparada com a utilização de duas ou três cargas;
- para se obter uma maior fragmentação, utilizando a mesma quantidade de explosivo, a furação em bisel é a que apresenta melhores rendimentos.

Pode-se concluir, face ao que se acaba de expor, que a contribuição de várias cargas, no desenho de pegadas de fogo (conjunto de cargas explosivas que detonam em simultâneo) influencia de forma significativa o rendimento da fragmentação.

Os pilares de betão armado podem apresentar várias formas, normalmente rectangulares, quadradas ou circulares, variando ainda a dimensão da secção em causa. Segundo Gomes (2010), a furação dos elementos estruturais deve ser executada segundo a maior dimensão, para que se obtenha um melhor resultado ao nível da fragmentação.

Gomes (2010) recomenda espaçamentos da ordem de 30 a 40 cm (Figura 3.18 a)) para pilares cuja menor dimensão é inferior a 40 cm. No entanto, se a menor dimensão apresenta um comprimento superior a 40 cm, é recomendável executar a furação em bisel (Figura 3.18 b)), pelas razões mencionadas. Quanto à furação, esta deve ter uma profundidade de $\frac{2}{3}$ da maior dimensão, estando $\frac{1}{3}$ ocupado pela carga explosiva e o restante espaço ($\frac{1}{3}$) preenchido com tamponamento (Figura 3.18 c)).

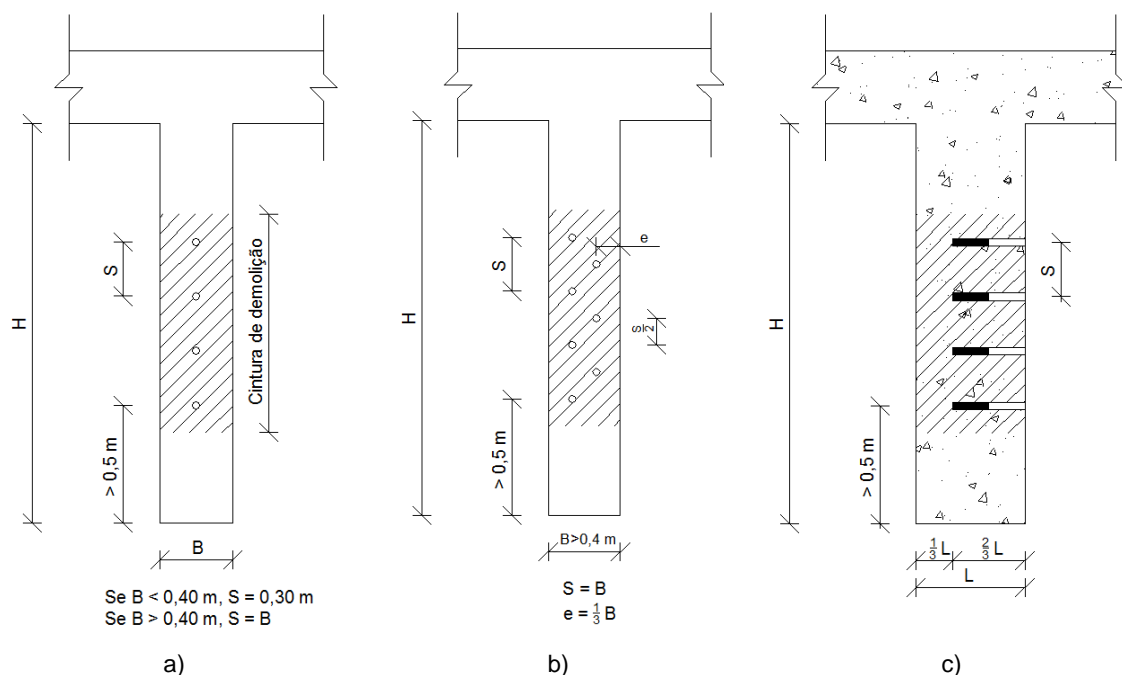


Figura 3.18 - Furação em pilares: a) furação normal; b) furação em bisel; c) vista em alçado (Gomes, 2010)

3.3.2. Cálculo de cargas explosivas

3.3.2.1. Método da carga específica

Tendo como base vários autores⁴, Gomes (2010) refere que, consoante a configuração da secção, as condições de confinamento (existência ou não de elementos de paredes contíguas), o esforço axial existente, as propriedades mecânicas do elemento e, principalmente, a percentagem de armadura, o valor da carga específica estará compreendido entre $0,50 \text{ kg/m}^3$ e $1,5 \text{ kg/m}^3$ para cada elemento estrutural.

Podem ser adoptadas cargas específicas compreendidas entre $0,5$ e $0,8 \text{ kg/m}^3$ nos casos em que a cintagem dos pilares seja reduzida, a percentagem de armadura seja inferior a 1,5% e não existam constrangimentos criados por elementos adjacentes, tais como paredes divisórias. Apenas em casos muito especiais, tais como elementos de suporte de obras de arte, poderá porventura ser necessário adoptar cargas específicas de $1,5 \text{ kg/m}^3$. No entanto, nas situações em que a percentagem de armadura é elevada e o betão é de boa qualidade, deve-se reduzir a cintagem na zona a demolir através do corte das mesmas (Gomes, 2010). Não obstante o referido, as cargas específicas devem ser ajustadas para cada caso, através de tiros de ensaio.

⁴ Gustafsson (1973) realizou testes em pilares de secção quadrada variando as dimensões desde $0,30 \text{ m}$ até $0,70 \text{ m}$, obtendo cargas específicas compreendidas entre $0,50 \text{ kg/m}^3$ e $0,85 \text{ kg/m}^3$. Jimeno (1995) obteve cargas específicas mais conservativas, da ordem de $0,70$ a $1,5 \text{ kg/m}^3$. Existindo uma discrepância relativamente grande, mas face às condições específicas de cada teste, os valores de ambos os autores são válidos adoptando-se assim um intervalo entre $0,50 \text{ kg/m}^3$ e $1,5 \text{ kg/m}^3$.

3.3.2.2. Método Português para o cálculo de cargas⁵

O cálculo das cargas explosivas está dependente de vários parâmetros, tais como as características do betão, a percentagem de armadura e o grau de confinamento, a forma da secção, entre outros, o que torna inviável a sua exacta definição. No entanto, é possível estabelecer algumas regras iniciais que permitem determinar de forma mais aproximada a quantidade de explosivo, que deverá ser ajustada posteriormente através dos tiros de ensaio.

Tendo em conta o que se acaba de referir, expressões empíricas antigas⁶ e ensaios em modelos reais, Gomes (2010) desenvolveu uma expressão matemática de natureza também empírica, que permite determinar a carga necessária para fragmentar secções de betão armado ou alvenaria, em função do espaçamento entre furos, das características específicas do elemento e da geometria da secção.

Desta forma, para determinar a quantidade de explosivo necessária para fragmentar uma secção surge a equação (3.2) (Gomes, 2010):

$$Q = R^2 \times K \times L \quad (3.2)$$

Em que:

Q – Carga explosiva por furo em kg, considerando a utilização de TNT. Este parâmetro não tem em conta possíveis defeitos no tamponamento dos furos, considerando que este é perfeito, não se tomando qualquer coeficiente para agravar esse factor;

R – Raio de brecha seleccionado pelo projectista [m]. Corresponde normalmente ao afastamento do centro do furo à face livre (caso dos pilares) ou a metade do espaçamento entre furos em malhas quadradas, por exemplo num maciço de betão;

K – Coeficiente adimensional que depende das características de resistência e confinamento da secção (Tabela 3.2);

L – Desenvolvimento da secção [m].

⁵ Desenvolvidos por Gomes (2010) no Centro de Treinos em Explosivos e Contra-medidas da Escola Prática de Engenharia, actual Regimento de Engenharia n.º 1.

⁶ A expressão empírica que serviu de base a esta formulação é conhecida entre os engenheiros militares como a “fórmula dos mineiros”.

Tabela 3.2 - Valores de K em pilares e paredes de betão armado (Gomes, 2010)

Valor de K				
Pilares e paredes de betão armado				
% de armadura	1%	2%	3%	4%
Cintagem	ϕ 8 // 25-30 cm	ϕ 8 // 10-15 cm	ϕ 8 // 10-15 cm	ϕ 8 // 10 cm
Qualidade do betão	Fraca - Média	Média	Boa - muito boa	Boa - muito boa
Valor de K	2,05	4,02	6	7,97
NOTAS: Os valores de K podem ser reduzidos se a cintagem do elemento for inferior à considerada, ou seja, se os afastamentos entre cintas foram maiores do que os indicados. Exclui-se deste ajustamento o valor de K (1%) que não deve ser optimizado, mas eventualmente agravado se o betão for de boa qualidade. Os valores de K foram obtidos através da realização de vários ensaios experimentais.				

3.3.2.3. Regras para a aplicação do modelo

Tal como exposto na Tabela 2.2, os parâmetros que influenciam o dimensionamento de uma carga explosiva são numerosos e diferentes em cada caso, o que torna bastante difícil a definição matemática do problema. Seguem-se algumas orientações, referenciadas por Gomes (2010), para a selecção inicial do parâmetro K:

- a necessidade de controlar os impactos associados ao uso de cargas explosivas condiciona o seu dimensionamento. Assim, as cargas não devem ser excessivamente optimizadas, quando não existem limitações na envolvente, adoptando-se um K não inferior ao valor intermédio do intervalo considerado para a situação específica;
- as características de resistência do betão, a densidade de armadura do elemento a fragmentar, o carregamento deste e em particular a cintagem e confinamento (estribos/cintas e/ou elementos externos) fazem variar directamente o valor de K;
- em paredes resistentes ou pilares que apresentem uma densidade de armadura, da ordem de 1% e cintagem com afastamentos superiores a 25 cm – utilizar K próximo do mínimo;
- quando se faz uso de explosivos plásticos ou explosivos gelatinosos, em pilares de secção rectangular e se a relação entre lados for superior a 2, deve-se utilizar um valor de K intermédio entre aquele que lhe seria atribuído e o valor seguinte apresentado na Tabela 3.2;
- os pilares cuja secção é circular são tomados, para efeitos de cálculo, como se fossem quadrados, com lado igual ao diâmetro do elemento;
- estruturas de betão armado, tais como obras-de-arte, obras marítimas e abrigos militares, das quais não se conhecem os pormenores construtivos, deve-se iniciar com K máximo;
- estruturas em casca, tais como silos e torres de refrigeração, iniciar com K máximo. Nas restantes, iniciar com um valor médio.

4. Caso de estudo – Edifício C5 do HFAR

4.1. Considerações gerais – descrição do edifício

Este capítulo tem como objectivo apresentar um caso real de demolição de um edifício de betão armado com recurso a explosivos, que o autor da dissertação teve a oportunidade de acompanhar e participar em todo o processo.

O edifício localizava-se em Lisboa, na freguesia do Lumiar, dentro do Hospital das Forças Armadas (HFAR) tendo como designação “Edifício C5”.

Este edifício, originalmente construído para albergar camaratas, foi construído na década de 70, sofrendo uma última intervenção em 2009, para adequar as instalações sanitárias, aos requisitos das camaratas de sexo feminino, substituindo apenas redes e instalações, mantendo inalterada a estrutura do edifício.

O edifício era constituído por dois corpos aproximadamente simétricos, separados por uma junta de dilatação e possuía 2 pisos elevados acima da cota de soleira, sendo o acesso aos mesmos feito por intermédio de escadas. A cobertura era inclinada e não acessível. Existia ainda uma cave com reduzidas dimensões. O edifício apresentava um maior desenvolvimento em planta, tendo uma área de implantação de aproximadamente 620 m² (Figura 4.1).



Figura 4.1 - Edifício C5

A estrutura em causa encontrava-se localizada no interior de uma unidade hospitalar em funcionamento, com elevada taxa de ocupação, possuindo nas suas imediações serviços clínicos

sensíveis, entre os quais o serviço de urgências e internamento, o centro de medicina nuclear e a morgue.

Comparativamente com uma demolição por métodos mecânicos convencionais, esta metodologia reduziu substancialmente o tempo e o volume de trabalhos, limitando os impactos dos mesmos (poeiras, poluição sonora, riscos de acidentes de trabalho, segurança, transmissão de vibrações) quase exclusivamente à duração do colapso e remoção da pilha de escombros.

4.1.1. Caracterização estrutural

A estrutura deste edifício era em betão armado, formada por um conjunto reticulado de vigas e pilares, os quais formavam pórticos transversais e longitudinais, que suportavam as lajes. Tanto a laje compreendida entre o rés-do-chão e o primeiro piso, como a laje entre o primeiro e o segundo piso eram lajes aligeiradas com vigotas cerâmicas pré-esforçadas, apresentando uma espessura de 0,20 m (Figura 4.2). No entanto, o que constava no projecto da estrutura era uma laje maciça entre o rés-do-chão e o 1º andar, com espessura de 0,18 m, diferente do que realmente tinha sido executado. Relativamente à laje de cobertura, esta era inclinada e maciça. O pavimento do piso 0 era feito de massame. A caixa de escada era constituída integralmente por paredes resistentes de betão armado.



Figura 4.2 - Laje aligeirada com vigota cerâmica pré-esforçada

Os elementos verticais transmitiam as cargas da estrutura para o terreno directamente através de fundações em betão armado, ligadas entre si por lintéis de fundação.

Todas as paredes existentes eram de alvenaria de tijolo, apresentando as paredes exteriores um pano duplo e caixa-de-ar, com espessura de 0,35 m, e apenas um pano as paredes divisórias interiores, com espessura de 0,24 m.

No piso térreo, existia uma área avançada de 120,0 m², voltado a Norte (Figura 4.1).

4.1.2. Caracterização da envolvente

Tal como referido, o edifício localizava-se dentro de um hospital, estando cingido praticamente em toda a sua envolvente por edifícios, dos quais distava entre 10 e 15 m. Todas as áreas funcionais existentes nos edifícios circundantes ao do caso de estudo encontram-se identificadas no Anexo A1.

Os alçados Oeste e Sul confrontavam áreas pavimentadas de estacionamento de viaturas e instalações oficiais de apoio à manutenção de viaturas e infra-estruturas da unidade. Existe também uma via de comunicação a Oeste do edifício, Rua Azinhaga da Torre do Fato, que apresenta algum tráfego automóvel, tendo sido necessário interromper o tráfego no grupo data hora⁷ (GDH) da detonação devido à proximidade ao edifício a demolir. A Este, o edifício confrontava o corpo principal do hospital, onde se localizam os serviços de urgências, enfermaria e morgue. No alçado Norte, existia uma faixa de 7,0 m, onde a distância ao edifício adjacente era mais curta, apenas 6,0 m. Essa zona avançada existia apenas, como referido, no piso térreo, e confrontava o centro de medicina nuclear. Também no alçado Norte, localizava-se a estrutura mais sensível, a qual distava aproximadamente 10,0 m da face livre do edifício. Trata-se de uma estrutura enterrada que aloja um sistema para retenção de urina e de outras substâncias contaminadas radiologicamente. No entanto, eventuais fissuras provocadas na estrutura, não tinham impacto no sistema de contenção radiológico. A taxa de utilização deste sistema é relativamente baixa.

De forma generalizada, tratando-se de uma infra-estrutura hospitalar, toda a envolvente teve de ser considerada como receptor sensível. No entanto, para além do centro de medicina nuclear, destacam-se dois receptores sensíveis, sendo eles as urgências e a enfermaria geral.

A urgência apresentava taxas de ocupação muito variáveis, sendo que esta manteve o seu normal funcionamento durante todo o processo de preparação da demolição. A evacuação foi apenas necessária no GDH da detonação, existindo coordenação para não receber urgências durante este período.

Quanto à enfermaria geral, não existiam casos clínicos que requeressem cuidados especiais. No entanto apresentava uma taxa de ocupação elevada. Com a adopção de medidas de controlo de projecções, não foi necessário evacuar totalmente o edifício.

Relativamente à morgue, a taxa de ocupação era variável, mantendo o seu normal funcionamento durante o período de preparação da demolição, apenas necessitando de evacuação no GDH da detonação.

⁷ GDH – Grupo Data Hora, abreviatura usada no meio militar, para designar o momento em que um determinado acontecimento ocorre. Exemplo: 011100FEV2014, que significa dia 01 às 11:00h do mês de Fevereiro do ano 2014.

No que respeitava ao espaço disponível para a pilha de escombros, e tendo em consideração a tipologia de edifício e o mecanismo de colapso definido, a área existente no seu redor era suficiente para a implantação da pilha de escombros, não excedendo uma área de 1000 m², e ficando depositada aproximadamente sobre a área que ocupava o edifício Anexo A2 (Figura 4.3).



Figura 4.3 - Escombros da demolição

No que respeita às redes e instalações existentes, estas estavam completamente identificadas em toda a envolvente do edifício. Existiam redes de abastecimento de água fria e quente, de drenagem de águas pluviais e residuais, redes de electricidade e de iluminação exterior, e os respectivos equipamentos tais como caixas de visita, de seccionamento, postes de iluminação, entre outros.

4.2. Descrição da demolição

A demolição por métodos explosivos relativa ao edifício C5 do HFAR apresentou as seguintes fases: implementação da área de estaleiro, esterilização da estrutura, pré-enfraquecimento estrutural, trabalhos de furação e contenção na fonte, tiros de ensaio, colocação de cargas explosivas e detonação e remoção da pilha de escombros. A colocação de cargas explosivas e detonação apenas pôde ser realizada após a conclusão de todas as fases anteriores. Quanto aos trabalhos de esterilização da estrutura, pré-enfraquecimento estrutural, trabalhos de contenção na fonte e a remoção da pilha de escombros, foram realizados através de meios mecânicos convencionais.

O colapso da estrutura foi obtido pela detonação das cargas explosivas internas em todos os elementos estruturais verticais, pilares e paredes resistentes, no piso térreo e no primeiro piso. Foram introduzidas temporizações na iniciação das cargas que garantiram o mecanismo de colapso definido, e simultaneamente reduziram a transmissão de vibrações ao solo, pois diminuiu a massa que colide simultaneamente no solo, como também reduziu a onda de pressão sonora proveniente das

detonações. Foi considerado o valor máximo de 1,44 kg de explosivo equivalente a TNT a detonar simultaneamente para que a vibração e a onda de choque, provocadas pela explosão, fossem reduzidas.

Era previsível inicialmente, através dos modelos de cálculo, que existisse uma reduzida fragmentação dos elementos estruturais não detonados devido ao pequeno desenvolvimento em altura do edifício. No entanto, após a demolição, estes elementos já se encontravam ao alcance dos equipamentos mecânicos no solo, podendo ser facilmente desmantelados.

Todas as redes, instalações e infra-estruturas à superfície, a manter em funcionamento após a demolição, tais como redes gerais de abastecimento de água, rede eléctrica exterior, passeios, pavimentos asfaltados, entre outras, foram protegidas através da colocação, sobre as mesmas, de uma camada de amortecimento de 60 cm de material proveniente dos trabalhos de esterilização.

A execução das fases compreendidas entre a implementação da área de estaleiro e a verificação pós-detonação durou aproximadamente 3 meses, sendo que, a duração do colapso da estrutura foi de apenas 3 segundos.

4.2.1. Diferentes fases da demolição

4.2.1.1. Implementação do estaleiro

A primeira fase em qualquer tipo de obra, e uma demolição com recurso a explosivos não é excepção, inicia-se com a implementação do estaleiro (Anexo A3). Antes do início dos trabalhos, foi necessário vedar toda a área de intervenção, sendo a sua implantação adaptada às construções existentes. A área vedada garantiu o espaço suficiente para o decorrer dos trabalhos preparatórios e de remoção da pilha de escombros resultante da demolição, permitindo o normal funcionamento de todos os serviços clínicos do HFAR.

4.2.1.2. Esterilização da estrutura

Como segunda fase, salienta-se a esterilização da estrutura, a qual visou garantir a segurança tanto no período de detonação das cargas explosivas, evitando a projecção de fragmentos de elementos não estruturais nos pisos onde ocorrem os rebentamentos, assim como permitiu que, após a detonação e tendo sido criada a cintura de demolição, a estrutura ganhasse velocidade para fragmentar os restantes elementos. Para que a estrutura ganhasse velocidade após a criação da cintura de demolição, foram removidas todas as paredes em pano de alvenaria existentes nos pisos carregados com cargas explosivas (piso térreo e piso 1), conforme se observa na Figura 4.4.



Figura 4.4 - Remoção das paredes de alvenaria nos pisos carregados com explosivos

Foram removidos do edifício todos os materiais amovíveis, tais como mobílias, tectos falsos, caixilharias de portas e janelas, vidros, paredes divisórias, louças sanitárias, rede eléctrica, entre outros, tendo em atenção a sua separação por tipo de material.

Após a separação e remoção de todos os materiais, estes foram encaminhados para operadores licenciados com vista à sua reciclagem ou deposição em aterro, nos termos da legislação em vigor.

Foi realizado o seccionamento a montante da área de estaleiro, de todas as redes e instalações que abasteciam o edifício a intervir, tais como o abastecimento de água fria e água quente, a drenagem de águas pluviais e residuais e electricidade.

4.2.1.3. Pré-enfraquecimento

Após a esterilização, seguiu-se o pré-enfraquecimento da estrutura com objectivo de facilitar a execução do mecanismo de colapso projectado. Foram removidos parcialmente os elementos com elevada rigidez, o caso do núcleo de escadas, para que fossem eliminados os elementos que eram redundantes face às solicitações de cálculo adoptadas pelo projectista para a demolição. As paredes resistentes da caixa de escadas foram demolidas por meios mecânicos, serra com disco diamantado, numa faixa de 1,20 m de altura, a meia altura das mesmas, de acordo com o anexo A4 e A5. Foi também executado o seccionamento das escadas antes e depois dos pisos carregados (Figura 4.5 e Figura 2.5).

Os trabalhos de pré-enfraquecimento foram realizados sem comprometer a estabilidade global e local da estrutura.



Figura 4.5 - Seccionamento das escadas

4.2.1.4. Trabalhos de furação e contenção na fonte

Esta fase consistiu na criação dos furos nos elementos a demolir e na colocação e fixação dos sistemas de contenção de fragmentos na fonte.

Os trabalhos relativos a esta fase apenas puderam ter início após a remoção completa de todos os resíduos resultantes dos trabalhos de esterilização e pré-enfraquecimento nesse piso.

As furações, realizadas com recurso a uma caroteadora, foram marcadas pelo técnico responsável pela execução da demolição, em todos os elementos estruturais a demolir (Figura 4.6).



a)



b)



c)

Figura 4.6 - Trabalhos de furação: a) marcação; b) furação; c) contenção na fonte

Após a conclusão da furação, todos os elementos estruturais onde foram aplicados os explosivos, foram envolvidos com sistemas de contenção de fragmentos na fonte, constituídos por duas voltas de rede de arame entrelaçada (arame zincado) e duas voltas de manta geotêxtil de 300 gr/m². Este procedimento permitiu limitar a projecção de fragmentos durante da detonação e reduzir o efeito da onda de choque.

4.2.1.5. Tiros de ensaio

Foram realizados tiros de ensaio em elementos que não comprometiam a estabilidade da estrutura. Os tiros de ensaio permitiram ajustar as quantidades de explosivo a aplicar nas furações, verificar a capacidade do sistema de contenção de fragmentos na fonte e verificar se a distribuição, quantidade e tipo de armadura nos elementos verticais estava em conformidade com o projecto de estabilidade existente (Figura 4.7).

Durante a execução dos tiros de ensaio, todas as pessoas envolvidas nos trabalhos preparatórios foram evacuadas de forma a garantir uma distância de segurança do local onde se realizou o ensaio.



Figura 4.7 - Tiro de ensaio

4.2.1.6. Colocação das cargas e disparo

A colocação das cargas apenas teve início após a conclusão de todos os trabalhos anteriores e quando o local se encontrava completamente livre de pessoal não autorizado. Esta foi realizada por uma equipa especializada e devidamente autorizada, sendo a sua aplicação feita escrupulosamente de acordo com o plano de tiro e apenas imediatamente antes da execução.

Após colocação das cargas explosivas e dos detonadores não eléctricos (NONEL) nas furações, todos os furos foram tamponados com argamassa de presa rápida. Seguiu-se a ligação dos

detonadores electrónicos aos tubos de choque e posteriormente à linha de tiro. Concluídas as ligações, estas foram testadas, assim como o sistema de lançamento de fogo, tudo através da consola electrónica de disparo. Todo o sistema de lançamento de fogo usado na demolição encontra-se explícito no subcapítulo 4.2.4.

Durante todo o processo, tanto no momento em que estavam a decorrer os trabalhos com os explosivos e com o sistema de iniciação, como durante os tempos “mortos”, foi necessário assegurar a guarda do edifício até à hora da detonação.

4.2.1.7. Verificação pós-detonação e remoção da pilha de escombros

Por fim, procedeu-se à verificação pós-detonação e remoção da pilha de escombros. Demolida a estrutura, foi verificado pela equipa de demolição se a detonação foi completa, ou seja, se todas as cargas explosivas rebentaram. A responsabilidade desta verificação é do técnico responsável pela demolição. Após esta verificação, realizou-se um registo fotográfico do local, o qual, depois de comparado com o registo inicial, realizado antes do início do processo de demolição do edifício, permitiu identificar possíveis danos produzidos pela detonação, assim como serve para memória futura. A remoção da pilha de escombros foi realizada com recurso a meios mecânicos convencionais, sendo os resíduos da demolição transportados para locais legalmente autorizados.

4.2.2. Mecanismo de colapso

O Edifício C5 foi demolido segundo o mecanismo de colapso progressivo, em que todos os elementos estruturais verticais, pilares e paredes resistentes foram carregados com cargas explosivas no piso térreo e no primeiro piso. A detonação das cargas explosivas foi realizada no sentido Este-Oeste, removendo linhas sucessivas de apoios, nos pisos já referenciados, criando uma cintura de demolição que permitiu a aceleração da restante massa da estrutura acima desta cintura que, por acção da gravidade, provocou o colapso estrutural dos restantes elementos.

No piso térreo, a cintura de demolição foi de 1,20 m de altura, conseguida através de 4 linhas de furos espaçadas a 0,30 m, em cada elemento estrutural vertical. Já no piso 1, a cintura de demolição foi de 0,90 m de altura, obtida por 3 linhas de furos, espaçadas igualmente de 0,30 m. O comprimento dos furos foi determinado pela dimensão do elemento estrutural e marcado em obra. Foram utilizadas cargas explosivas de 35 g e 45 g de explosivo plástico PE4A (cuja descrição se encontra exposta no ponto 4.2.5.1), consoante a espessura do elemento, num total de 11,75 kg. O sistema de iniciação foi conseguido através de 70 detonadores electrónicos programáveis, os quais ligavam a grupos de 4, 5 ou 6 tubos de choque NONEL, dos 315 existentes. Os tubos de choque NONEL transmitiram o sinal até aos seus detonadores, de 4000 ms de atraso, iniciando as cargas explosivas.

Fazendo uso de uma técnica de iniciação mista, o sinal é transmitido por código desde a consola de fogo até aos detonadores electrónicos, o que possibilita a introdução das diferentes temporizações.

Estes rebentam e iniciam o sistema NONEL, que por sua vez acciona os detonadores de atraso longo, evitando desta forma que a detonação dos primeiros elementos estruturais ocorra antes que a cadeia de fogo seja transmitida a todos os elementos. Cria-se assim um processo seguro, sequencial e controlado.

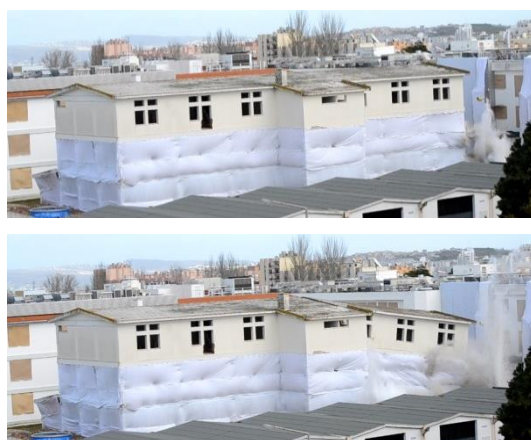
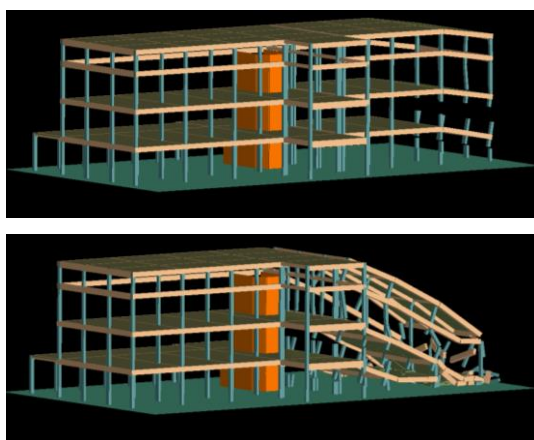
Relativamente à projecção de água para contenção das poeiras, foram executados dois tipos de sistemas usando também explosivos, uns em sacos de água, outros em piscinas. Nos rebentamentos dos sacos de água, “*big bag*”, foram usados petardos de 100 g de TNT, perfazendo um total de 1 kg. No que se refere ao rebentamento das piscinas, foram utilizados dois cordões de 25 m cada, de cordão detonante de 12 g/m, para cada piscina, num total de 2,4 kg. O sistema de iniciação para os dois tipos de contenção com água foi igual ao anteriormente exposto para a detonação dos elementos verticais.

Este mecanismo de colapso garantiu a maximização da fragmentação dos elementos estruturais, pois induziu flexão nos elementos resistentes, principalmente nas lajes e vigas, tendo em vista facilitar a posterior remoção mecânica.

Com a introdução das temporizações na iniciação das cargas, garantiu-se o mecanismo de colapso pretendido, reduzindo a transmissão de vibrações ao solo e simultaneamente a onda de pressão sonora, ambas provenientes das detonações e do contacto da estrutura com o solo.

Mecanismo de colapso – *Software Extreme Loading for Structures*

Com a utilização do *software* de cálculo automático *Extreme Loading for Structures*, pretende-se validar o mecanismo de colapso definido (Figura 4.8), possibilitando compreender o comportamento da estrutura durante o colapso e melhorar o plano de tiro inicialmente preconizado, para que a fragmentação da estrutura fosse a mais elevada possível e para que todo o processo ocorresse de forma segura.



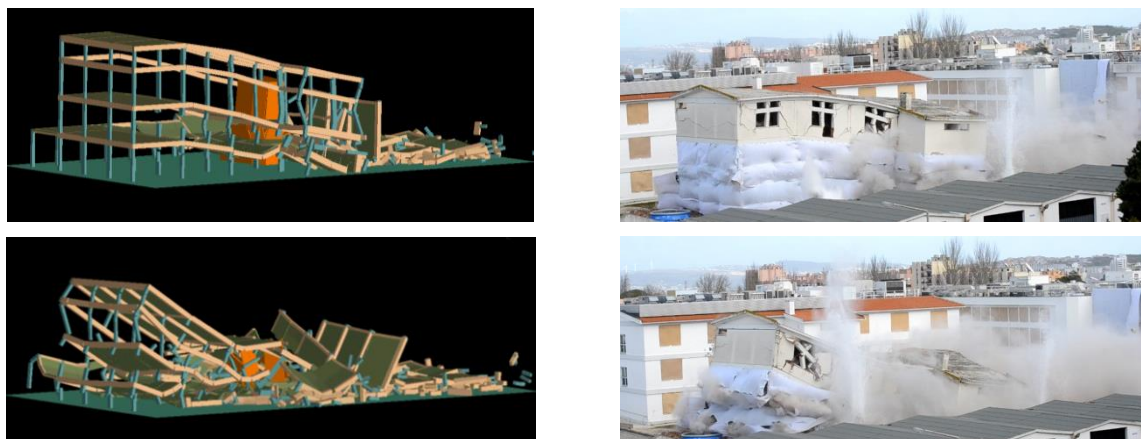


Figura 4.8 - Contribuição do ELS para a definição do mecanismo de colapso

Iniciou-se a modelação da estrutura com a introdução das diferentes características dos materiais, neste caso do aço e do betão, como se pode observar na Figura 4.9. Após estarem definidas as propriedades dos materiais, foram criadas as diferentes secções dos vários elementos, pilares, núcleo de escadas, vigas e laje. Pode-se observar a definição de uma secção na Figura 4.10 e a definição das armaduras dessa mesma secção na Figura 4.11. No que concerne às lajes, estas foram modeladas como elementos de betão armado, com uma espessura equivalente à da laje aligeirada mais a camada de recobrimento.

Finda a definição das várias secções, foi criado um modelo da estrutura, representando da forma mais fidedigna possível toda a estrutura existente, tendo em atenção a colocação da junta de dilatação, para que o comportamento da estrutura fosse o mais parecido possível com o da estrutura real. Pode-se visualizar, na Figura 4.12, algumas fases da criação do modelo estrutural utilizado.

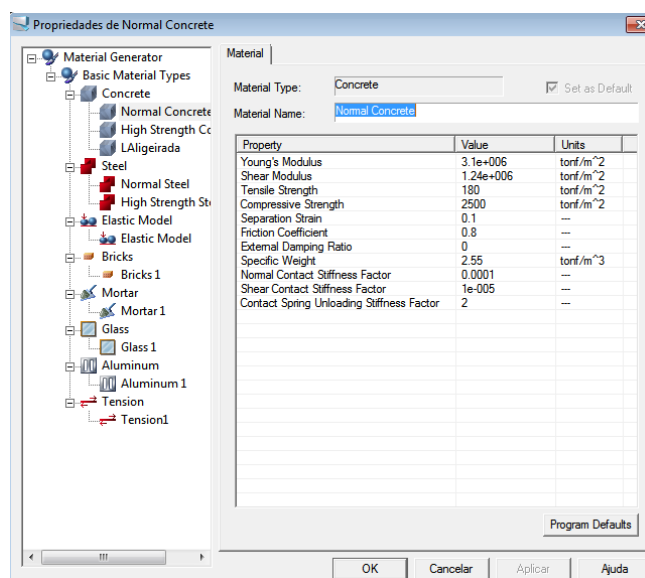
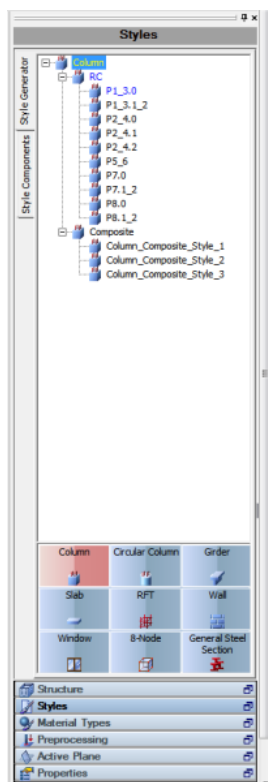
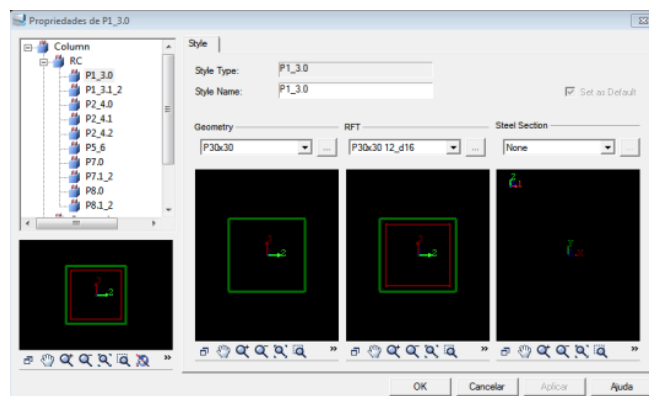


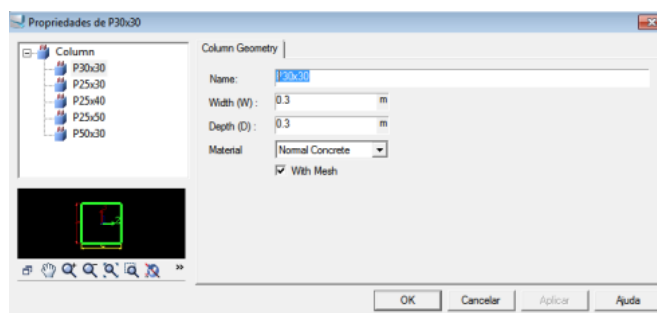
Figura 4.9 - Características do betão



a)

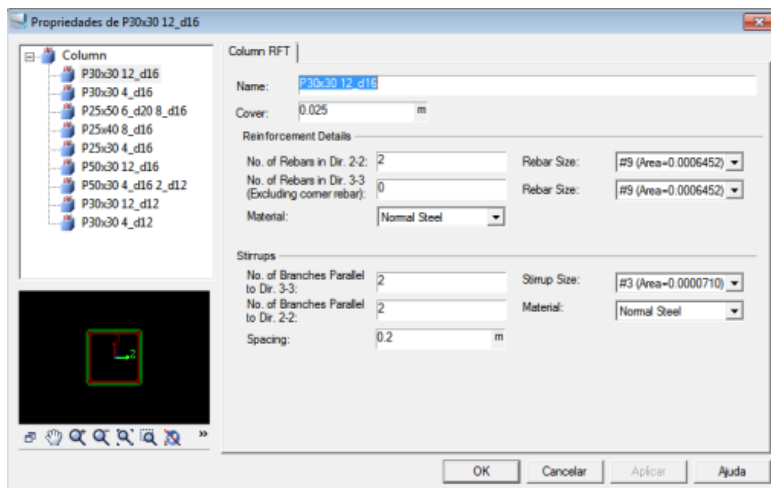


b)

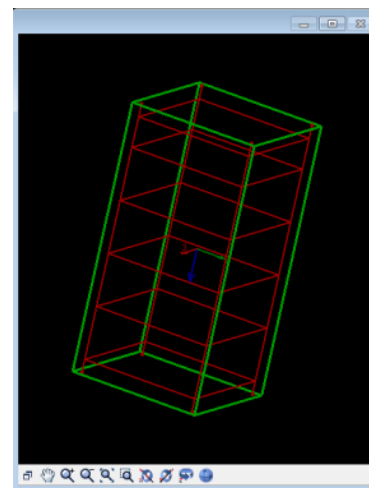


c)

Figura 4.10 - Definição de uma secção: a) selecção do tipo de elemento; b) definição do nome da secção; c) introdução das dimensões



a)



b)

Figura 4.11 - Definição das armaduras: a) introdução das armaduras; b) visualização das armaduras

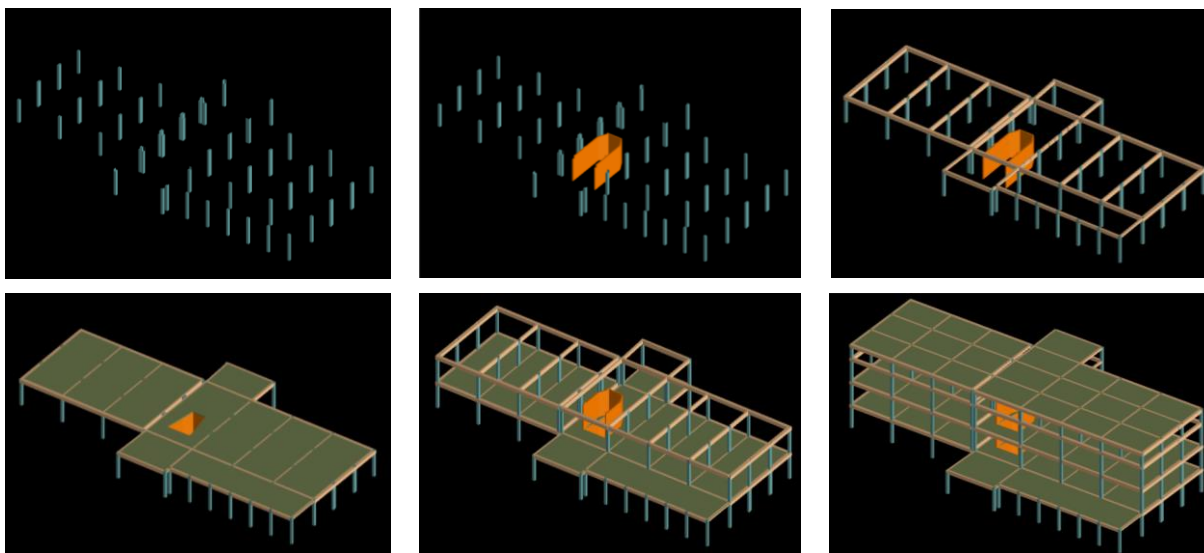


Figura 4.12 - Criação do modelo estrutural

O software *Extreme Loading for Structures* realiza tanto a análise de cargas estáticas como dinâmicas. No entanto, estas têm de ser definidas separadamente, como se atenta na Figura 4.13. A análise estática é sempre executada para verificar a integridade da estrutura, ou seja, verificar que esta não colapsa para as acções existentes. Quanto às acções dinâmicas, o tipo de acção usada, no caso de estudo, foi o *element removal*, ou seja, uma acção que corresponde à remoção de parte dos elementos. Este método é usado normalmente na demolição de edifícios por métodos explosivos, pois o utilizador conhece os elementos que serão implodidos e que causarão o colapso da estrutura. A vantagem de utilizar esta forma de “carregamento”, em comparação com o uso de cargas explosivas nos elementos a demolir, traduz-se na redução do tempo necessário para o processamento de todo o cálculo.

Pode-se ainda salientar, na Figura 4.13, o intervalo de tempo usado (*time step*) para a análise do colapso, 0,01 segundos, o qual se encontra dividido em intervalos de 10, conduzindo assim a uma análise com intervalos de 1 milissegundo (ms). Com este intervalo, é possível obter bons resultados ao longo da análise, a qual tem uma duração de 4 segundos. Poder-se-ia reduzir mais o valor do intervalo, mas este não levaria à obtenção de melhores resultados, tornando apenas o processamento do cálculo automático mais moroso.

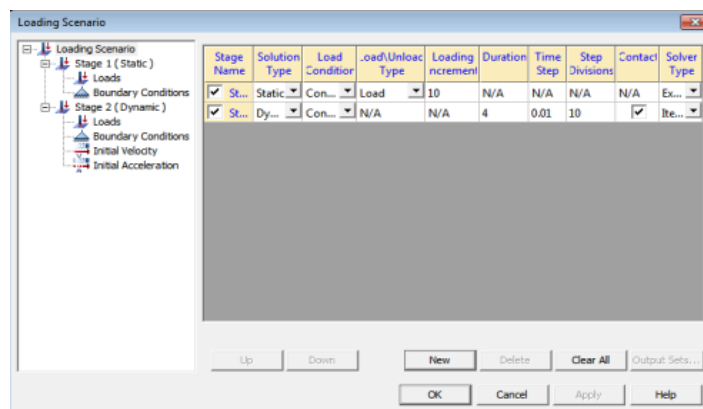


Figura 4.13 - Tipos de cargas

Tendo em vista este tipo de acção, *element removal*, todos os elementos verticais que fazem parte da estrutura foram discretizados com aproximadamente 1,20 m, como se pode observar na Figura 4.14, para que quando fossem removidos tivessem a dimensão da cintura de demolição, como se acabou de expor no subcapítulo 4.2.2. Desta forma, não é introduzida a quantidade de carga explosiva nos elementos portantes, mas é criada a cintura de demolição correspondente às cargas e à furação que foi executada.

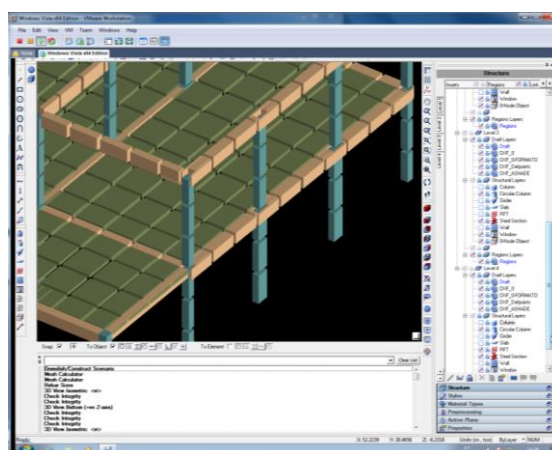


Figura 4.14 - Discretização da estrutura

Após a discretização, foi seleccionada a secção intermédia dos elementos verticais a ser removida, correspondendo à cintura de demolição preconizada. Estes elementos foram seleccionados criando grupos, como se pode observar na Figura 4.15, aos quais foram atribuídas as diferentes temporizações (Figura 4.16), definindo o instante em que o elemento deixa de estar completo e é criado o vazio estrutural (Figura 4.16, Figura 4.17 e Figura 4.18), para desta forma realizar o plano de tiro concebido, que se apresenta no próximo subcapítulo.

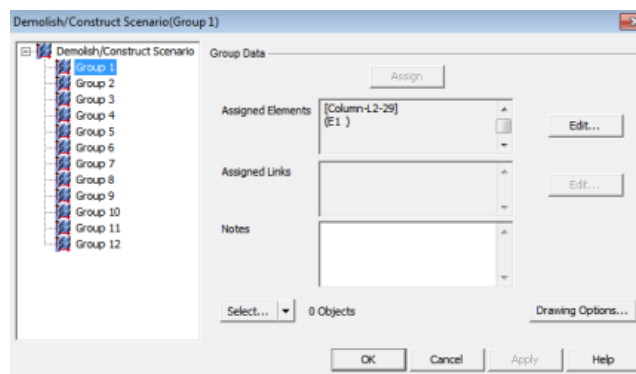


Figura 4.15 - Criação de um grupo de elementos a ser removido

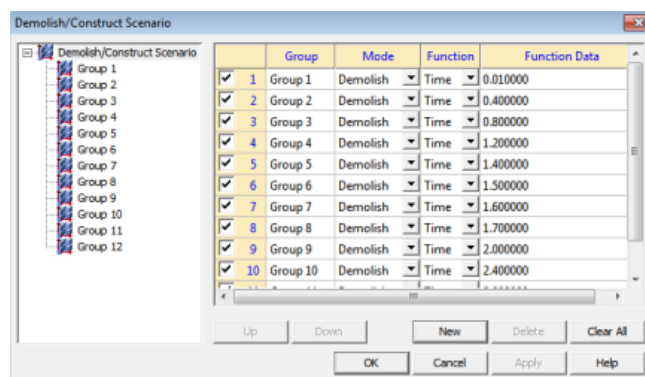


Figura 4.16 - Introdução das diferentes temporizações a cada um dos grupos

Com a introdução das diferentes temporizações, foi possível verificar o efeito provocado na estrutura, sendo notório que intervalos muito curtos conduziam a uma pequena fragmentação e, por outro lado, com intervalos muito longos, ocorria o colapso, antes que as cargas existentes nos elementos verticais tivessem detonado. Para além do controlo da fragmentação e do controlo do modo de rotura da estrutura, outro aspecto considerado na definição da temporização foi a massa que impactava simultaneamente no solo, para desta forma controlar as vibrações induzidas no terreno. Outra variante introduzida na temporização foi a criação de um desfaseamento entre a detonação dos elementos do piso 0 e do piso 1, para que a massa a impactar no solo ocorresse de uma forma mais progressiva. Contudo, com a adopção desta medida, e face à reduzida dimensão em altura do edifício, não se obtinha uma aceleração que originasse uma fragmentação considerável. Como tal, esta hipótese acabou por não ser considerada. A existência de uma junta de dilatação cria uma singularidade na estrutura que altera consideravelmente o comportamento desta, sendo necessário um especial cuidado pois a estrutura deixa de se comportar como um único corpo. Por fim, outro parâmetro a ter em consideração, o qual não é tão relevante, refere-se a área ocupada pela pilha de escombros, cujo objectivo correspondia à sua deposição na área ocupada inicialmente pelo edifício. Quanto ao volume da pilha de escombros, o objectivo era permitir o fácil acesso por meios mecânicos a partir do solo mas, face à reduzida dimensão em altura do edifício, este não era um parâmetro muito pertinente.

4.2.3. Plano de tiro

Na demolição de edifícios com recurso a explosivos, e para o mecanismo do tipo colapso progressivo, podem ser adoptadas diferentes temporizações. Segundo Gomes (2010), podem ser usadas temporizações curtas (25-42 ms), mas as temporizações da ordem de grandeza de 400-500 ms são aquelas que originam maiores distorções na estrutura, com a consequente criação de esforços mais elevados. Gomes (2010) refere que, para atrasos mais longos existe a necessidade de acautelar a hipótese de ruptura do sistema de lançamento de fogo e o arrancamento de algumas cargas explosivas devido ao movimento da estrutura. No entanto, fazendo uso de um sistema de iniciação com detonadores electrónicos ou misto, como no exemplo em estudo, a hipótese de corte do sistema de lançamento de fogo está à partida acautelada.

No que concerne à eliminação sucessiva dos elementos portantes, e existindo um grande intervalo entre temporizações, pode ocorrer a formação de rótulas plásticas, as quais podem originar o colapso progressivo da estrutura, antes que tenha ocorrido a detonação das cargas explosivas nesses elementos. O que se acaba de referir pode causar a falha de alguns tiros, ou provocar o arrancamento das cargas explosivas dos furos, detonando estas sem confinamento, o que contribui para o aumento da onda de choque e da projecção de fragmentos.

Tendo em consideração o que se expôs, o tipo de mecanismo de colapso definido para este edifício, a simulação com o *software* de cálculo automático, o objectivo de criar maiores esforços para obter uma maior fragmentação e os cuidados a ter inerentes às diferentes temporizações, foi adoptado um intervalo “geral” entre detonações de 400 ms para os diferentes pórticos que constituem a estrutura. Com este intervalo de tempo entre detonações, potencia-se o aumento dos esforços devido à flexão, reduz-se a massa que impacta simultaneamente no solo com a consequente redução de vibrações e minimiza-se a possibilidade de ocorrerem rótulas plásticas, evitando assim a extracção das cargas explosivas e diminuindo a probabilidade de ocorrerem falhas de tiros.

Seguem-se 3 figuras, Figura 4.17, Figura 4.18 e Figura 4.19, nas quais estão representadas as temporizações atribuídas a cada um dos detonadores electrónicos, assim como o número de tubos de choque do sistema NONEL que ligavam a cada um desses detonadores, indicando-se também a que elemento estrutural ou a que sistema de projecção de água estavam ligados.

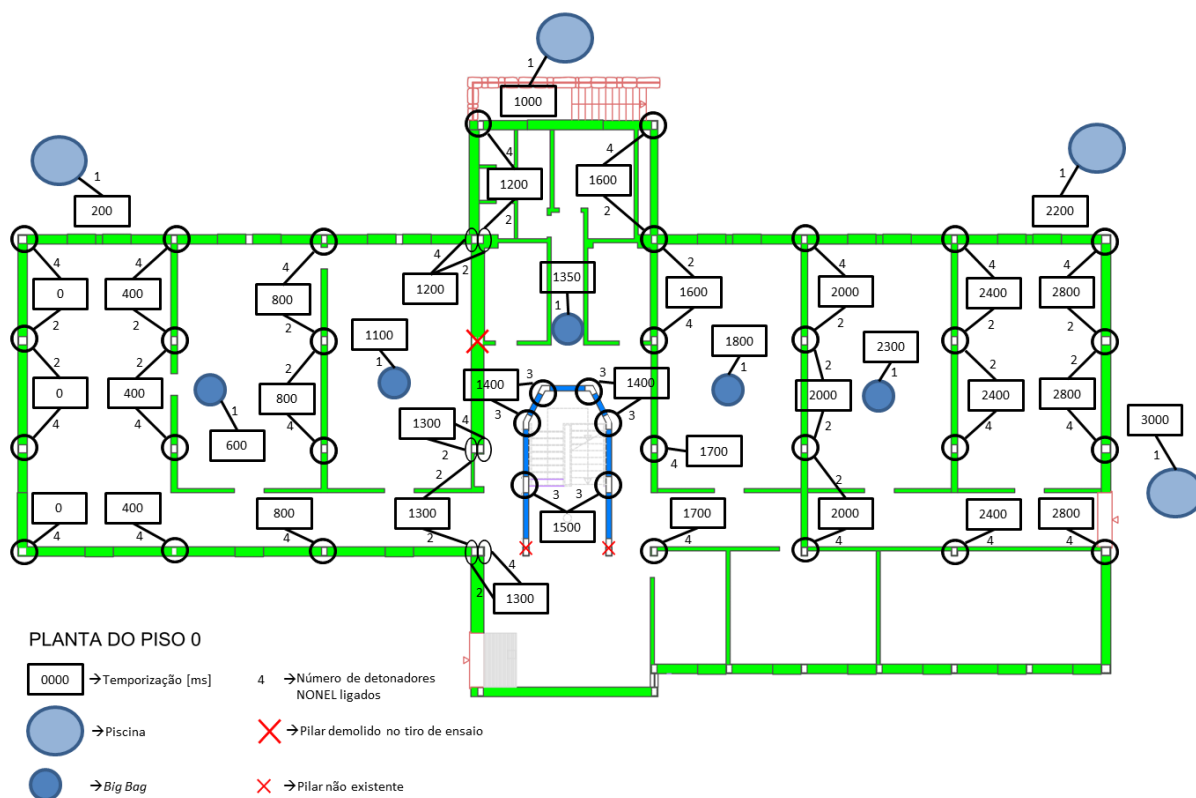


Figura 4.17 - Plano de tiro do piso 0

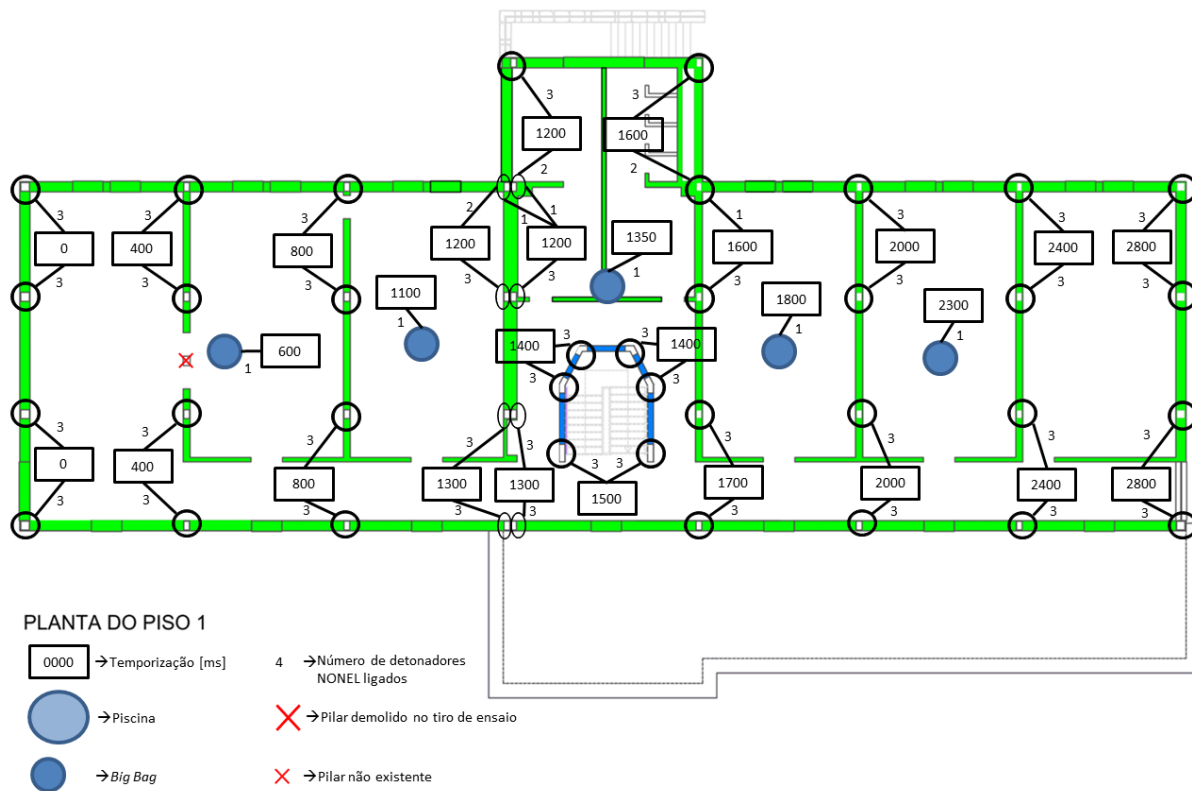


Figura 4.18 - Plano de tiro do piso 1

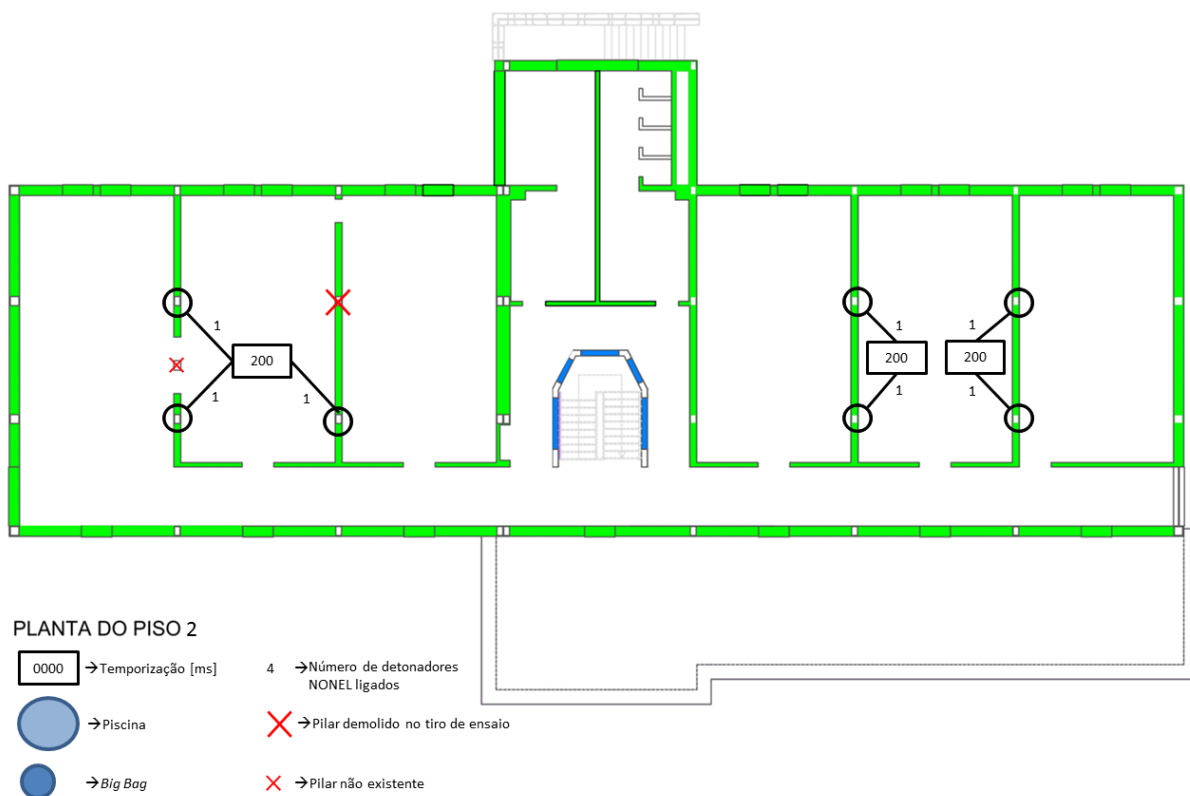


Figura 4.19 - Plano de tiro do piso 2

4.2.4. Sistema de lançamento de fogo

O sistema de lançamento de fogo, no presente caso de estudo, foi realizado através de um sistema misto, ou seja, constituído por detonadores electrónicos e detonadores não eléctricos, mais propriamente o sistema NONEL.

Todo o sistema de lançamento de fogo foi realizado em obra pela sequência inversa à que ocorre quando a estrutura é demolida, pois é a forma mais simples de ser montado e também a mais segura. Iniciou-se com a colocação das cargas explosivas nos elementos estruturais, previamente ligadas aos detonadores do sistema NONEL. Após a colocação das cargas, os furos foram tamponados com argamassa de presa rápida. O tamponamento dos furos carregados, além de maximizar o efeito da detonação, por redução do espaço para escape dos gases da detonação, e de amortecer a onda de pressão sonora, visa garantir a segurança após a aplicação das cargas impossibilitando o seu arrancamento acidental ou intencional.

Após o confinamento de todas as cargas, os tubos de choque foram ligados aos detonadores electrónicos, os quais foram registados e por sua vez ligados à linha de tiro que ligava à consola de fogo.

O registo dos detonadores electrónicos permite introduzir de imediato as diferentes temporizações, o que não impossibilita a sua posterior alteração, permitindo também verificar se todos os detonadores electrónicos foram ligados, ou se algum dos detonadores ligados apresenta algum problema, quando todo o sistema se encontra montado.

Uma das mais valias do sistema electrónico é o seu rigor em termos de temporização (um erro admitido de 0,01% muito inferior ao erro admitido pelo sistema NONEL de 5%) (Bernardo, 2014), possuindo ainda outra mais valia relativa à flexibilidade na definição das temporizações, mesmo após a colocação e ligação das cargas.

Pode-se visualizar na Figura 4.24 todo o sistema de lançamento de fogo, o qual se inicia na consola de controlo (Figura 4.20). A consola de controlo transmite, através da linha de tiro, um sinal codificado a cada um dos detonadores electrónicos, os quais se encontram ligados a essa linha como é visível na Figura 4.21. Após a transmissão do sinal, todos os detonadores possuem informação para detonarem como foi previsto no plano de tiro. Os detonadores electrónicos iniciam os disparos, transmitindo o sinal por simpatia, aos tubos de choque, como se observa na Figura 4.22. Os tubos de choque, depois de serem iniciados, despoletam os seus detonadores, que sendo de atraso longo, só ao fim de 4000 ms é que originam o rebentamento das cargas explosivas (PE4A) (Figura 4.23). Com o atraso conseguido pelos detonadores do sistema NONEL, garante-se que o sinal chega a todos os detonadores que estão em contacto com as cargas explosivas, ou seja, a demolição só começa depois de todos os detonadores electrónicos terem transmitido o sinal aos tubos de choque e estes aos seus detonadores, evitando assim que, devido a algum fragmento proveniente da detonação ou do colapso da estrutura, ocorresse um corte, em um ou mais tubos de choque, e que a detonação das cargas ligadas a esses tubos não ocorresse.

Para a detonação dos *big bags* e das piscinas, todo o sistema de lançamento de fogo é igual ao executado para os elementos estruturais, divergindo apenas nas cargas explosivas e no número de tubos de choque que ligavam a cada detonador electrónico. A projecção da água contida nos *big bags* foi conseguida através de petardos de TNT, enquanto que a projecção de água das piscinas foi conseguida pela detonação de 2 cordões detonantes de 25 m cada, agrupados em forma de espiral. Tanto as piscinas como os *big bags* tinham uma localização relativamente distante entre si, apresentando cada um desses elementos temporizações distintas, o que levou à realização de uma ligação executada apenas por um detonador electrónico e um tubo de choque NONEL, ligado a um petardo ou ao cordão detonante, tratando-se de um *big bag* ou de uma piscina, respectivamente.



Figura 4.20 - Consola de controlo electrónica



Figura 4.21 - Ligação dos detonadores electrónicos à linha de tiro



Figura 4.22 - Ligação dos detonadores electrónicos aos tubos de choque NONEL



Figura 4.23 - Ligação dos detonadores NONEL à carga explosiva e colocação destas nos pilares

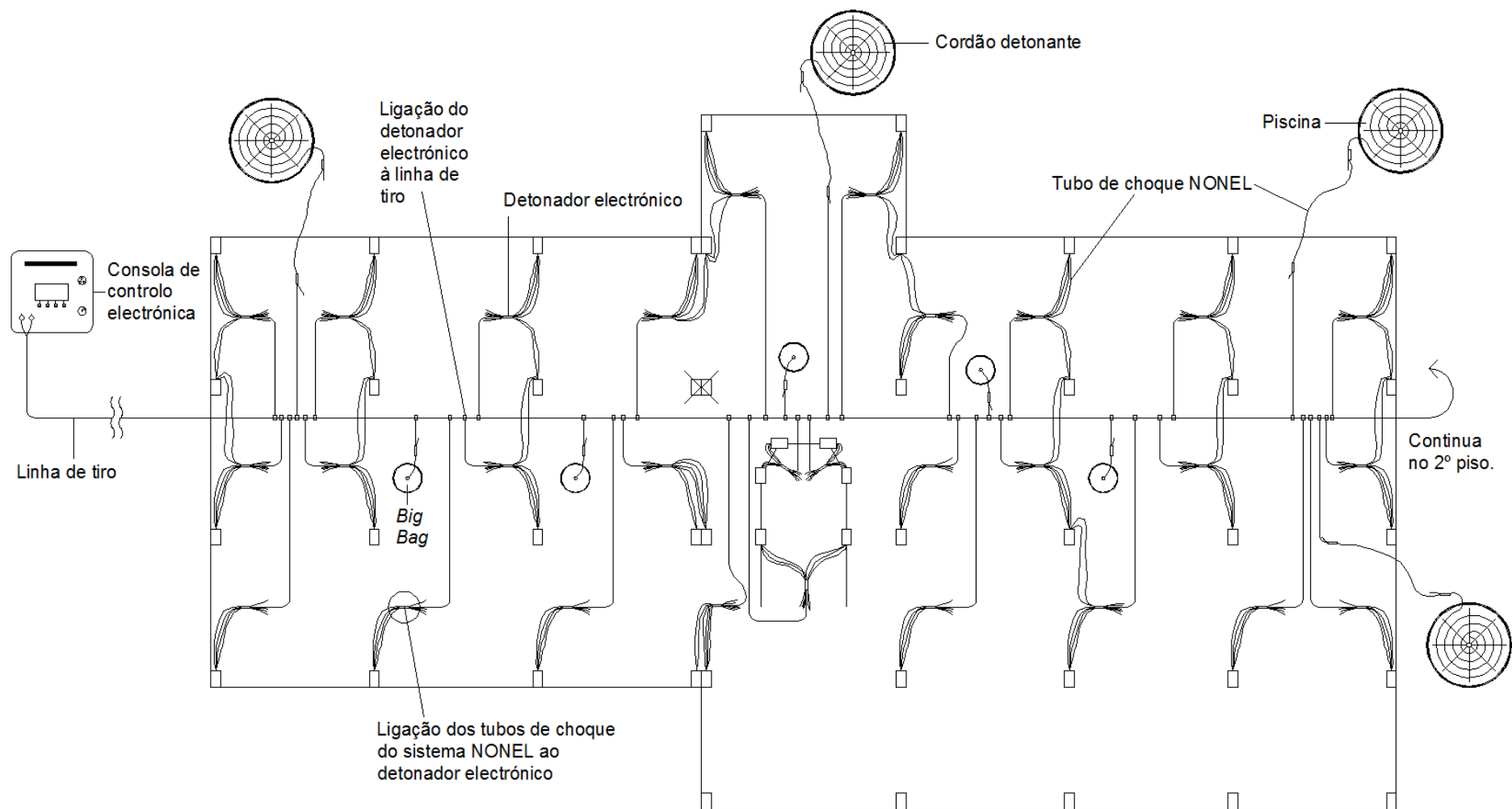


Figura 4.24 - Esquema do sistema de lançamento de fogo

4.2.5. Cargas explosivas

No que concerne ao edifício C5 do HFAR, as cargas de fragmentação utilizadas para criar a cintura de demolição nos elementos verticais, foram obtidas de forma semelhante ao que se expôs no capítulo 3.3.2, tendo sido determinadas pelos dois métodos expostos.

Relativamente ao método da carga específica, começou-se por determinar a percentagem de armadura de cada pilar, a qual era inferior a 1,5%, o que permitiu adoptar um valor de carga específica de $0,8 \text{ kg/m}^3$.

A carga explosiva foi determinada, de modo conservativo, para o pilar com maior secção, o qual apresentava as dimensões de $0,60 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$. Através desta secção e com uma cintura de demolição de $1,20 \text{ m}$, obtém-se um volume que, multiplicado pela carga específica, resulta na quantidade total de explosivo. Desta forma, obteve-se uma carga explosiva de 144 g , a qual é distribuída uniformemente pelos furos, sendo colocado em cada um destes, 35 g de explosivo plástico PE4A.

Tal como referido em 4.2.2, a cintura de demolição no piso térreo foi de $1,20 \text{ m}$, conseguida através de 4 linhas de furos espaçadas de $0,30 \text{ m}$, e no piso 1 foi de $0,9 \text{ m}$ obtida com 3 linhas de furos com o mesmo espaçamento. Em todos os elementos, a profundidade do furo correspondia a $2/3$ da maior dimensão da secção do elemento.

Foi também aplicado o método Português para o cálculo de cargas, ao pilar com maior secção, tendo sido adoptado um raio de brecha de $0,15 \text{ m}$, metade do espaçamento entre furos. O valor atribuído ao coeficiente K foi de $3,5$, porque, apesar de a percentagem de armadura ser inferior a 1,5%, a cintagem tem um afastamento inferior a 25 cm e o betão apresenta alguma qualidade, o que induz a escolha de um valor de K mais próximo dos $4,02$ da Tabela 3.2. O desenvolvimento da secção (L) é de $0,60 \text{ m}$. Recorrendo à expressão 3.2 e introduzindo os parâmetros que se acaba de enumerar, obte-se uma carga por furo de 47 g .

Desta forma, e depois de realizados os tiros de ensaio, foram adoptadas cargas específicas de 45 g para os pilares de maiores dimensões e cargas de 35 g para os pilares com dimensões mais reduzidas.

4.2.5.1. PE4A

O explosivo plástico PE4A é constituído à base de hexogénio, apresentando uma velocidade de detonação de aproximadamente 7000 m/s . Este tem em geral uma densidade de $1,4 \text{ g/cm}^3$ e apresenta-se normalmente em petardos de 230 g como se pode observar na Figura 4.25 (Basto, 2011).



Figura 4.25 - Explosivo PE4A

O hexogénio é a base para a maioria dos explosivos plásticos, como é o caso do PE4A, sendo o principal constituinte destes. É assim designado pelos países Europeus devido à nitração da hexamina. No entanto, pode também ser apelidado de ciclonite, nome habitualmente usado pelos Americanos, pois a sua fórmula química é cíclica (Pinto, 1958).

O hexogénio apresenta as características que se expõe na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades da substância hexogénio (Gomes, 2010; Meyer, 1981; Pinto, 1956, 1958)

Hexogénio				
Velocidade de detonação [m/s]	Densidade [g/cm ³]	Fórmula química	Ponto de fusão [°C]	Força TNT=1,0
8550	1,71	C ₃ H ₆ N ₆ O ₆	200 a 206	1,40

A proximidade entre a temperatura de inflamação, compreendida entre 215 e 260 °C, e a temperatura de fusão impede que possa ser carregado fundido em diferentes elementos (Basto, 2011).

No período actual, é um dos explosivos mais importantes pela sua capacidade fracturante, sendo relativamente insensível, quando comparado com o PETN (pentrite), o qual tem uma força semelhante (Meyer, 1981). É também muito solúvel em acetona e insolúvel em água (Basto, 2011).

4.2.5.2. TNT

Tal como referido no subcapítulo 2.4.1, o TNT é a abreviatura de trinitrotolueno. À temperatura ambiente, este apresenta-se no estado sólido, podendo-se encontrar solto, sendo formado por pequenos cristais ou escamas amarelo-claras, ou pode-se encontrar numa massa compacta, devido a uma forte compactação ou quando é fundido (Figura 4.26) (Pinto, 1956).



Figura 4.26 - Petardos de 100 g de TNT ligados aos detonadores NONEL

É um explosivo muito utilizado pois apresenta um elevado grau de segurança no seu manuseamento e emprego, é bastante estável e o seu preço de comercialização é reduzido. O seu ponto de fusão é baixo (aproximadamente 80 °C), o que facilita o carregamento por fusão das bombas, granadas, entre outros (Pinto, 1958).

O TNT apresenta as características que se mostra na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Propriedades do explosivo TNT (Gomes, 2010; Meyer,1981; Pinto, 1956, 1958)

TNT				
Velocidade de detonação [m/s]	Densidade [g/cm ³]	Fórmula química	Ponto de fusão [°C]	Força TNT=1,0
7000	1,64	$C_6H_2CH_3(NO_2)_3$	80,6 a 82,5	1,0

Apresenta ainda como características relevantes a temperatura de deflagração, de 300 °C, sendo que este arde por acção de uma chama. É mais sensível à ignição quando está em pó ou em escamas. Liberta na explosão um calor de 1.090 Kcal/kg, podendo a sua densidade variar entre 1,5 e 1,7 g/cm³ (Basto, 2011).

O TNT é quase insolúvel em água, sendo moderadamente solúvel em álcool, e solúvel em benzeno e acetona (Meyer,1981).

4.2.5.3. Cordão detonante

O cordão detonante é constituído por um núcleo de pentrite (PETN), envolvido por fitas de fibra e polietileno ou PVC tal como se fez referência no subcapítulo 2.5.2.3. Quando iniciado por um detonador ou outro explosivo, este detona, sendo a sua velocidade de detonação de 6500 m/s. O cordão usado na demolição do edifício C5 foi o cordão de uso militar, constituído por 12 g/m de PETN (Figura 4.27).



Figura 4.27 - Cordão detonante de 12 g/m

A pentrite ou penta é designada do ponto de vista químico, como tetranitrato de pentaeritrite. Da nitração da pentaeritrite resulta a formula química da pentrite que é $C(C H_2.O.NO_2)_4$ (Pinto, 1956). À temperatura ambiente, esta substância química apresenta-se como um sólido branco, tendo as características que se evidencia na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Propriedades da substância pentrite (Gomes, 2010; Meyer,1981; Pinto, 1956, 1958)

Pentrite				
Velocidade de detonação [m/s]	Densidade [g/cm ³]	Fórmula química	Ponto de fusão [°C]	Força TNT=1,0
7980	1,77	$C_5H_8N_4O_{12}$	138,5 a 141	1,34

Quando se encontra no estado puro, detona a 205°C. No entanto, em contacto com a chama, esta arde com dificuldade. A pentrite apresenta-se insolúvel em água, mas é solúvel em acetona quente (Pinto, 1956).

É um explosivo muito potente, mas também muito sensível à explosão por simpatia, bem como aos choques ou ao atrito (Pinto, 1956), sendo a sua composição bastante estável (Meyer,1981).

4.3. Controlo de impactes ambientais

Numa demolição com uso de explosivos, existe a necessidade de controlar impactes ambientais, tais como vibrações, propagação da onda de pressão e projecções e poeiras, não porque estes se prolonguem no tempo e possam causar danos nas estruturas adjacentes, como ocorreria numa demolição por métodos tradicionais, mas sim porque estes estão confinados num curto período de tempo e poderão por vezes ter um valor elevado.

4.3.1. Controlo de vibrações

Relativamente às vibrações provocadas pela detonação das cargas explosivas e pelo impacto da estrutura no solo, o seu controlo foi conseguido através da temporização das detonações das cargas explosivas e pelo amortecimento conferido pela pilha de escombros formada pelas detonações dos pisos inferiores. As vibrações obtidas pelo modelo de cálculo cumprem os valores admissíveis estipulados na norma vigente, norma NP-2074 de 1983. Através dos sismógrafos de engenharia, dotados de geofones, os quais se encontravam colocados ao redor do edifício, foi possível verificar que os valores obtidos estavam dentro dos esperados (Figura 4.28), assim como o valor da onda sonora obtida no microfone.



Figura 4.28 - Sismógrafo de engenharia com geofone e microfone

4.3.2. Controlo da propagação da onda de pressão sonora

A onda de pressão sonora formada pela detonação das cargas explosivas causa ruído e pode originar danos em receptores sensíveis na envolvente, nomeadamente a quebra de vidros.

No entanto, com a colocação de todas as cargas explosivas no interior das furações, as quais foram tamponadas, com a utilização de detonadores não eléctricos para iniciar as cargas e com a selecção de temporizações de atraso entre detonações, foi possível reduzir a cooperação entre as ondas de pressão sonoras provocadas pela detonação das cargas. Através destas medidas, a onda de pressão sonora foi significativamente reduzida.

Relativamente aos vãos envidraçados, estes foram protegidos pelo exterior com uma camada de enchimento de lã mineral (Figura 4.29), para absorver possíveis vibrações provocadas pela onda de

choque. No subcapítulo 4.3.3, é especificada a forma como os vãos são protegidos exteriormente para conter as projecções.



Figura 4.29 - Protecção dos vãos envidraçados com lã mineral

4.3.3. Controlo de projecções

Podem considerar-se duas origens para as projecções de fragmentos. A primeira devido às elevadas velocidades, provocadas pelas detonações, que são transmitidas aos elementos estruturais, fragmentando-os, e projectando os fragmentos. A segunda devido às colisões provocadas entre partes da estrutura durante o colapso e contra o solo.

Para minimizar as projecções, foi instalado um sistema de contenção na fonte em todos os elementos carregados com cargas explosivas. Este sistema é constituído por duas voltas de rede de arame entrelaçada e duas voltas de manta geotêxtil, fixados nos elementos verticais, cobrindo toda a altura da cintura de demolição (Figura 4.30).



a)



b)

Figura 4.30 - Contenção na fonte: a) rede de arame zincado entrelaçada; b) manta geotêxtil de 300 g/m²

Para além do sistema de contenção na fonte foram, instalados mais dois, sendo eles o sistema de contenção periférico e o de contenção na envolvente. O sistema de contenção periférico foi instalado em todos os pisos carregados com cargas explosivas, ao longo de todo o perímetro, sendo constituído por uma camada de manta geotêxtil, fixada a toda a altura dos pisos (Figura 4.31). O sistema de contenção na envolvente foi aplicado em todos os vãos envidraçados e nas superfícies sensíveis a proteger, que se encontrassem em linha de vista com o edifício a demolir. Foram protegidos com painéis de platex, o qual, também actua como absorvente da onda de pressão sonora, pois este vibra com a onda de pressão, reduzindo assim a intensidade desta (Figura 4.32). Todos os estores nos vãos envidraçados se encontravam recolhidos no GDH da detonação para que não sofressem qualquer tipo de dano.



Figura 4.31 - Contenção periférica



Figura 4.32 - Contenção na envolvente

Os pisos carregados foram rigorosamente limpos de todos os resíduos provenientes dos trabalhos de esterilização, pré-enfraquecimento e furação, de modo a reduzir ao mínimo possível os objectos projectáveis.

A segurança geral no momento da detonação foi estabelecida pela definição de uma zona de exclusão (Anexo A6), na qual se estimou que poderia ocorrer queda de fragmentos, sendo interdita a permanência de qualquer pessoa nesse local, durante o período de tempo da detonação. Foi implementado, de forma a complementar a segurança, um plano de evacuação e controlo de acessos ao interior da infraestrutura hospitalar, visando minimizar a presença de pessoas e utentes nas áreas mais próximas do local da detonação.

4.3.4. Controlo de poeiras

Uma vez que o edifício se encontrava inserido nas imediações de receptores sensíveis, nomeadamente edifícios hospitalares, foi implementado um sistema pirotécnico de controlo de poeiras, o qual consistiu na colocação de sacos designados por “*big bag*”, preenchidos com água, e carregados com cargas explosivas submersas que provocaram, no momento da detonação das

cargas, a projecção da água, absorvendo parte considerável das poeiras. Os *big bag* foram colocados no interior dos dois pisos carregados (Figura 4.33). No solo circundante ao edifício foram colocadas piscinas com cordão detonante, para que no momento da detonação fosse criada uma coluna de água, mitigando assim a poeira existente (Figura 4.34).



Figura 4.33 - *Big bag*



Figura 4.34 - Piscina com cordão detonante

4.4. Análise de custos comparativa entre demolição por métodos explosivos e tradicionais

4.4.1. Enquadramento

Como referido no capítulo 2.1, a demolição por métodos explosivos pode ser considerada uma técnica viável na demolição de estruturas de grande porte, tais como edifícios de grande altura, chaminés, silos, entre outros, ou ainda em grandes maciços de betão armado. Assim, a escolha entre demolição por métodos explosivos ou por métodos tradicionais/mecânicos pode ser justificada pelas seguintes razões:

- as características estruturais do edifício;
- a ocupação existente na sua envolvente e o espaço disponível;
- a maior rapidez de execução – para além da limpeza prévia geral do edifício, apenas será necessário demolir manualmente/mecanicamente uma muito reduzida parte da estrutura;
- menor geração de poeiras e durante menos tempo – apenas será gerada poeira durante cerca de 5 a 10 minutos e utilizando técnicas para controlar a dispersão desta, consegue-se fixar uma elevada percentagem do pó gerado dentro da área vedada;
- menores riscos de acidentes de trabalho – os trabalhos em altura apenas existirão muito pontualmente, a demolição reduz-se a um curto instante e, não havendo pessoas no local, não existe o risco de acidentes;
- menor poluição sonora e durante menos tempo – a demolição manual/mecânica é muito reduzida;
- maior segurança para a população vizinha e transeuntes – a demolição é feita em segundos, sem pessoas dentro do perímetro de segurança;

- possíveis fragmentos são contidos pelas várias barreiras existentes e a área circundante encontra-se livre de pessoas;
- controlo das vibrações nas estruturas e infraestruturas circundantes – o edifício colapsa graviticamente, a vibração é amortecida pelos escombros, sendo monitorizada por sismógrafos o que não acontece na demolição tradicional. Não existe queda de objectos de grandes alturas;
- impacto na envolvente – exposição a poeiras, vibrações e ruído, reduzidas a um breve momento. Menores áreas de estaleiro com a consequente menor restrição à utilização dos espaços envolventes;
- cumprimento de prazos – o momento da implosão está determinado em coordenação com as autoridades e raramente é adiado;
- custos – menores, com uma menor interrupção em instalações críticas, uma questão de dias e não de meses (menores custos de armazenamento de equipamentos), e maior rapidez pelo que há mais tempo para poder ser executado o novo fim a que se destina;
- razões do foro político.

Qualquer dos factores expostos, ou um conjunto desses factores, poderá levar à adopção de uma demolição por métodos explosivos. No entanto, um dos parâmetros que condiciona fortemente a escolha de um método em detrimento de outro é o custo. Desta forma, será feita uma análise comparativa entre os custos da demolição por métodos explosivos e por métodos tradicionais.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) publicou no ano de 1984 um conjunto de volumes, com o título “Informação sobre custos”, os quais contêm fichas, com informações sobre custos e rendimentos, de diferentes operações de construção. A última publicação, realizada pelo LNEC, data de Dezembro de 2012, a qual se encontra ampliada, mais actualizada, e com maior rigor (Manso, 2012). No entanto, as operações de demolição são consideradas nesta publicação como trabalhos preparatórios, existindo apenas 5 fichas, sobre a demolição de paredes de alvenaria de tijolo com diferentes espessuras, com recurso a ferramentas ligeiras. Apesar de estas serem consideradas como trabalhos preparatórios, os trabalhos de demolição podem ter uma grande envergadura, podendo mesmo corresponder à demolição total de uma estrutura. Desta forma, os custos da demolição por métodos explosivos foram obtidos através da análise dos valores do material consumido e do equipamento utilizado na demolição do edifício C5 do hospital da Forças Armadas, relativas à fase de demolição com explosivos. Quanto à estimativa dos custos para simular a demolição do HFAR por métodos tradicionais, bem como os custos relativos à fase de esterilização e pré-enfraquecimento, e ainda os custos da remoção da pilha de escombros inerentes à demolição por métodos explosivos, estes foram estimados com recurso às tabelas de custos e rendimento criadas pelo Engenheiro Miguel Costa, para a realização da sua dissertação de mestrado, intitulada “Processos de Demolição de Estruturas”, realizada na Universidade de Aveiro no ano de 2009. As fichas utilizadas para a obtenção dos custos podem ser consultadas no anexo B desta dissertação.

4.4.2. Aquisição de custos

Tendo como objectivo a comparação entre os dois métodos, foram adoptadas algumas simplificações, as quais não induzem alterações na comparação dos custos, pois os trabalhos de demolição utilizados são iguais, independentemente do método preconizado. Quanto à fase de esterilização, apenas é considerada a remoção das paredes não estruturais, pois na demolição por métodos explosivos a remoção desta só ocorre nos pisos onde existem cargas explosivas. Em contrapartida, no método tradicional, foi considerada a remoção de todas as paredes dos vários pisos. Desta forma, na fase de esterilização, os custos inerentes à remoção de todos os materiais e equipamentos tais como canalizações, cablagens, tectos falsos, vidros, caixilharias, condutas de ar condicionado, equipamentos de aquecimento, loiças sanitárias, grades, entre outros, não foram considerados. Relativamente ao transporte dos resíduos de demolição para os respectivos locais de triagem, reciclagem ou vazadouro, estes também não foram considerados.

Em seguida, apresenta-se na Tabela 4.4 o somatório dos custos do material utilizado na demolição por métodos explosivos do edifício C5 do hospital das Forças Armadas. A Tabela 4.4 encontra-se dividida em três grupos, sendo o primeiro relativo aos explosivos e acessórios (detonadores), o segundo ao material consumido na realização da demolição e o terceiro ao material diverso não consumido (equipamentos) que foi utilizado.

Tabela 4.4 - Custos do material consumido e não consumido

	Total parcial [€]
Explosivos e acessórios	2.353,84
Material diverso - consumido	5.634,77
Material diverso - não consumido	1.267,40
Total [€]	9.256,02

Assim, os valores relativos aos custos unitários do material utilizado em cada um dos três grupos encontram-se expostos na Tabela 4.5. No que concerne aos equipamentos, a quantidade estimada destes aparelhos foi de 1/15, ou seja, foi considerado que os equipamentos podem ser utilizado 15 vezes, de forma a considerar o valor de amortização, ainda que, a utilização destes possa ser bastante superior. Relativamente ao Scanner 200, o valor deste é de 2/15, pois foram usados 2 scanners, de forma a ter redundância, durante a introdução dos códigos dos detonadores, no sistema electrónico da consola de fogo, obtendo assim um maior nível de segurança.

Tabela 4.5 - Custos unitários do material utilizado na demolição por métodos explosivos no edifício C5 do HFAR

	Descrição	Unidade	Quant.	Custo Unitário [€]	Custo [€]
Explosivos e acessórios	Detonador electrónico - Unitronic 600	Un	70	16,56	1.159,20
	Detonador não eléctrico - LP	Un	315	2,45	771,75
	Velas PE4A	Kg	11,75	4,91	57,69
	Cordão detonante	m	200	1,80	360,00
	TNT	Kg	1	5,20	5,20
Material diverso - consumido	Espuma poliuretano	Un	5	4,16	20,80
	Pistola 750 ml	Un	1	11,82	11,82
	Cimento presa rápida Weber 25 kg	Un	2	4,56	9,12
	Rede de vedação Ver. Malha 50-14-11-2 m ²	m ²	1000	1,45	1.450,00
	Manta geofibra não fibrada 300 g/m ²	m ²	2750	0,55	1.512,50
	Faca alcatifa BD 18 mm	Un	3	2,75	8,25
	Big bags 1 m ³	Un	20	6,35	127,00
	Prego aço 3*30 (cento)	Un	2	1,00	2,00
	Prego aço 3*50 (cento)	Un	1	1,50	1,50
	Arame zincado n.º 11	Kg	25	1,60	40,00
	Fio sisal 500/3 Novelo 0,800 g	Un	10	3,50	35,00
	Fita isoladora TESAFLEX Preta 10*15	Un	20	0,55	11,00
	Fita embalagem Havana Cast 4089 66*50 mm	Un	30	2,15	64,50
	Fio HO7V-U V-2,50 mm (Rolo 100 m)	Un	2	15,00	30,00
	Spray ecoservice flores Verm. 400 ml	Un	5	5,00	25,00
	Corda nylon 5 mm 50 m	Un	250	0,06	15,00
	Piscina superfície insuflável 5000 m ³	Un	4	155,00	620,00
	MDF STD. 2440*1830*3 mm	m ²	86	7,23	621,78
	Lã de rocha (40 kg/m ³) em placas s/ revés 50 mm	m ²	250	3,25	812,50
	Luvas de trabalho/protecção em pele	Un	20	4,70	94,00
	Luvas de látex (manuseamento PE4A)	Un	4	15,00	60,00
	Fita adesiva reforçada Extreme Outdoor	Un	10	6,30	63,00
Material diverso - não consumido	Sismógrafo - Instantel Minimate Blaster	Un	0,07	5.422,69	361,51
	Consola de comando - Unitronic 600 Blasting	Un	0,07	3.113,07	207,54
	Scanner de Teste - Scanner 200	Un	0,13	3.676,40	490,19
	Balança	Un	0,07	685,00	45,67
	Carreadora Hilti	Un	0,07	2.437,50	162,50

Para além dos valores expostos, devem ainda ser acrescidos a estes os custos com o pessoal (Tabela 4.6), e ainda os custos referentes às deslocações (Tabela 4.7). Relativamente à Tabela 4.6 a equipa responsável por toda a demolição com explosivos era composta por um Capitão (Oficial), quatro Sargentos e dois Soldados (Praças). Para essa equipa, o período necessário para a realização dos trabalhos de furação e contenção na fonte, para a realização dos tiros de ensaio e para a colocação de cargas, disparo e verificação pós-detonação, teve a duração de 3 semanas (3/4 do mês).

Tabela 4.6 - Custos com o pessoal

Nº Pessoal	Classe	Ordenado [€]	Mês	Custo [€]
1	Oficial	1.297,53	0,75	973,15
4	Sargento	1.028,08	0,75	3.084,24
2	Praça	544,46	0,75	816,69
Total [€]				4.874,08

Tabela 4.7 - Custo de deslocações

Combustível	885,13 €
Lubrificantes	85,34 €
Portagens	430,76 €
Total	1.401,23 €

Desta forma, o custo obtido na demolição do edifício C5 do HFAR, relativo apenas à parte referente ao uso de explosivos perfaz um valor de 15.531,33 €.

No que concerne à parte mecânica usada em ambos os métodos de demolição, os custos foram estimados com recurso às tabelas de custos e rendimento que se encontram no Anexo B, sendo os seus valores os indicados na Tabela 4.8, relativos à demolição por métodos explosivos, e na Tabela 4.9 relativos à simulação da demolição por métodos tradicionais.

Tabela 4.8 - Custos da demolição mecânica usada nas diferentes fases da demolição por métodos explosivos

	Descrição da operação	Código	Un.	Custo Un. Operação [€]	Área/volume a demolir	Custo [€]
Esterilização	Parede de alvenaria de pano simples	B.1.5.1	m ²	1,51	591,99	893,90
	Parede de alvenaria de pano duplo	B.1.5.2	m ²	3,01	677,76	2.040,06
Pré-enfraq.	Núcleo de escadas	B.1.8.2	m ²	7,35	17,88	131,38
Após demolição	Remoção da pilha de escombros	B.2.5.1	m ²	3,26	1855,46	6.048,78
Total [€]						9.114,12

Tabela 4.9 - Custos da simulação da demolição por métodos mecânicos

	Descrição da operação	Código	Un.	Custo Un. Operação [€]	Área/volume a demolir	Custo [€]
Demolição por métodos tradicionais	Parede de alvenaria de pano simples	B.1.5.1	m ²	1,51	887,98	1.340,85
	Parede de alvenaria de pano duplo	B.1.5.2	m ²	3,01	1016,64	3.060,09
	Núcleo de escadas	B.1.10.2	m ²	31,50	105,00	3.307,50
	Pilares	B.3.4.1	m ³	16,79	46,13	774,44
	Cobertura	B.2.10.1	m ²	31,50	618,49	19.482,28
	Pisos	B.2.6.1	m ²	6,30	1236,97	7.792,91
Total [€]						35.758,06

Para a demolição das paredes de alvenaria, o equipamento preconizado foi uma mini-escavadora hidráulica de 2,5 t, a qual apresenta um custo de operação 1,51 € ou o dobro, consoante as paredes sejam de um só pano, paredes interiores, ou de pano duplo, paredes exteriores. Os valores correspondentes às áreas em causa foram obtidos pelo quociente entre o comprimento de parede a demolir e a respectiva altura, o qual foi multiplicado o número de pisos dos quais as paredes foram removidas, ou seja, 2 pisos na demolição por métodos explosivos e 3 pisos na demolição tradicional.

Quanto ao núcleo de escadas, os processos de demolição considerados são diferentes pois, no caso da demolição com recurso a explosivos, pretende-se criar “janelas”, para enfraquecer o núcleo e para permitir que seja realizada a furação e a colocação das cargas explosivas, enquanto que na demolição tradicional se pretende que as paredes sejam demolidas por meios mecânicos. Como tal, foi adoptado para a demolição por métodos explosivos, o corte da parede de betão armado com serra de disco diamantado, efectuando-se para tal a medição da área de corte, tendo em conta, as diferentes alturas da cintura de demolição de cada piso carregado. Para a demolição por métodos tradicionais do núcleo de escadas, o qual apresentava uma espessura de 0,20 m, foi adoptado um equipamento hidráulico com mandíbulas de demolição para a remoção de toda a área de parede do núcleo.

A demolição dos pilares apenas é considerada no método tradicional, pois no método de demolição pelo uso de explosivos os pilares são demolidos quando ocorre a detonação das cargas explosivas. Assim foi definido o uso de uma escavadora hidráulica de 30 t, equipada com tesoura de corte de betão ou martelo hidráulico para a demolição dos 38 pilares de betão armado existentes nos vários pisos e dos 9 que apenas existem no piso 0, os quais perfaziam um volume de 46,13 m³.

Para a cobertura, à semelhança do núcleo de escadas foi adoptado um equipamento hidráulico com mandíbulas para a demolição das vigas e da laje de betão armado, referente a toda a área da cobertura (618,49 m²).

Relativamente à laje dos pisos, estas eram aligeiradas constituídas por vigotas pré-esforçadas e abobadilhas cerâmicas, como se expõe no subcapítulo 4.1.1, sendo que a demolição destas foi preconizada com martelo pneumático, para a área 618,49 m² em cada um dos 2 pisos.

Por fim, para a remoção da pilha de escombros, relativa à demolição por métodos explosivos, foi adoptada uma escavadora hidráulica de 30 t, com tesoura de corte de betão ou martelo hidráulico, para a demolição dos escombros, os quais, foram considerados como tendo uma área de 3 vezes a área em planta do edifício, ou seja, 1855,46 m².

Tendo por base as quantidades de explosivo, os sistemas de iniciação e o material diverso utilizado na demolição do edifício C5, foram obtidos os custos de demolição de um pilar, com uma cintura de demolição de 1,20 m, os custos da demolição de uma parede, com a mesma cintura de demolição e

com uma largura de 1,40 m, e ainda os custos do rebentamento de um *big bag* e de uma piscina, os quais estão indicados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Custo de demolição: pilares, paredes, *big bags* e piscinas

	Pilares		Paredes		<i>Big bags</i>		Piscinas	
	Quant.	Custo [€]	Quant.	Custo [€]	Quant.	Custo [€]	Quant.	Custo [€]
Detonador electrónico - Unitronic 600	1	16,56	1	16,56	1	16,56	1	16,56
Detonador não eléctrico - LP	4	9,80	4	9,80	1	2,45	1	2,45
Velas PE4A	0,14	0,69						
Cordão detonante			2	3,60			50	90,00
TNT					0,1	0,52		
Espuma poliuretano								
Pistola 750 ml								
Cimento presa rápida Weber 25 kg	0,021	0,10	0,021	0,10				
Ligador de Superfície não eléctrico - SCX								
Rede de vedação Ver. Malha 50-14-11-2 m ²	9,6	13,92	15,6	22,62				
Manta Geofibra N/ Fibrada 300 g/m ²	9,6	5,28	15,6	8,58				
Faca alcatifa 18 mm (Xisato)	0,03	0,09	0,03	0,09				
<i>Big bags</i> 1 m ³					1	6,35		
Prego aço 3*30 (cento)							2	2,00
Prego aço 3*50 (cento)							1	1,50
Arame zincado n.º 11 (kg)	0,26	0,42	0,39	0,63				
Fio sisal 500/3 Novelo 0,800 g	0,11	0,37	0,11	0,37				
Fita isoladora TESAFLEX Preta 10*15	0,18	0,10	0,18	0,10	0,18	0,10	0,18	0,10
Fita embalagem Havana Cast 66*50 mm	0,28	0,59	0,28	0,59	0,28	0,59	0,28	0,59
Fio HO7V-U V-2,50mm (Rolo 100 m)	0,02	0,32	0,02	0,32				
Spray ecoservice flores Verm. 400 ml	0,05	0,26	0,05	0,26				
Corda nylon 5 mm 50 m					6,25	0,38		
Piscina superfície insuflável 5000 m ³							1	155,00
Total [€]		48,49	Total [€]	63,61	Total [€]	26,95	Total [€]	268,20

4.4.3. Comparação entre métodos

Fazendo o somatório dos gastos nas várias fases da demolição por métodos explosivos, obtém-se um valor de 24.645,45 €, sendo que deste, 15.531,33 € correspondem aos gastos com explosivos, material consumido, equipamento usado, custo da mão-de-obra especializada para a realização

deste tipo de demolição, combustível, entre outros, e 9.114,12 € correspondem aos gastos com meios mecânicos para permitir realizar a demolição, bem como para remover a pilha de escombros formada após ter ocorrido a demolição. Relativamente à demolição por métodos tradicionais, o valor obtido é de 35.758,06 €, superior ao obtido no método de demolição por explosivos. Existe desta forma, uma diferença de custos de 11.112,61 €, valor que, não permite afirmar de forma clara, que a diferença seja justificativa da escolha de um método em detrimento de outro. Esta escolha pode ser condicionada pelos equipamentos que a empresa possua para realizar a demolição, ou seja, se a empresa não possui equipamentos para a demolição de, por exemplo, um edifício de 50 metros, o aluguer destes ou a compra poder aumentar os custos e desta forma tornar mais vantajosa a demolição com recurso a explosivos.

Os custos envolvidos com os consumíveis e os equipamentos utilizados na demolição de um edifício com recurso a explosivos apresentam um valor relativamente reduzido, 9.256,02 €, quando comparado com o custo da mão-de-obra. Não apenas o valor gasto com a mão-de-obra na execução da demolição (4.874,08 €), mas também o valor atribuído à fase de planeamento onde o saber e o saber fazer (“know how”) é cobrado pelas empresas, assim como o uso de *softwares* específicos tem de ser considerado, podendo variar significativamente o preço de execução da demolição por métodos explosivos em condições correntes.

Uma possível análise do custo de demolição por métodos explosivos é a obtenção deste por m². Pode-se observar, na primeira linha da Tabela 4.11, o custo obtido por m² relativo ao edifício C5 do HFAR, e mais cinco alternativas, nas linhas seguintes, relativas à variação do número de pisos existente no edifício, bem como o número de pisos carregados com explosivos. O custo considerado foi o obtido através dos gastos com o material explosivo, o material diverso consumido, com os equipamentos, com a equipa de demolição e com a parte mecânica utilizada para a esterilização, para o pré-enfraquecimento e para a remoção da pilha de escombros.

Tabela 4.11 - Custos de demolição por m²

N.º Piso	N.º Pisos carregados	Área [m ²]	Área coberta [m ²]	Custo total [€]	Custo [€/m ²]
3	2	618,49	1855,46	24.645,45	13,28
5	2	618,49	3092,43	24.645,45	7,97
6	3	618,49	3710,91	36.968,17	9,96
8	3	618,49	4947,88	36.968,17	7,47
9	4	618,49	5566,37	49.290,89	8,86
13	4	618,49	8040,31	49.290,89	6,13

Pode-se facilmente compreender que os custos por m² de área coberta são inferiores, quando se compara o caso do edifício C5, o qual possuía 3 pisos, dos quais 2 se encontravam carregados, com

um caso de um edifício de 5 pisos e na mesma com 2 pisos carregados, no qual os gastos referidos são iguais, mas a área coberta aumenta, fazendo descer o custo por m^2 de 13,28 € para 7,97 €. Para edifícios com 3 e 4 pisos carregados, foi considerado um custo 1,5 e 2 vezes superior, respectivamente, de forma a reflectir o aumento com os gastos em explosivos, material, trabalhos de esterilização, pré-enfraquecimento e remoção da pilha de escombros, e o aumento do tempo de execução da equipa responsável pela colocação das cargas explosivas. Por razões de segurança, é preferível o aumento de tempo para a colocação das cargas explosivas, em vez de um dia no caso do HFAR, passar para 2 dias no caso de 4 pisos carregados, do que ser utilizada uma equipa maior. Desta forma, observa-se na Tabela 4.11 que, quantos mais pisos o edifício tiver, menor será o custo por m^2 , e quando se passa para um edifício com mais um piso carregado o custo volta a aumentar, reduzindo novamente à medida que o número de pisos aumenta.

Um parâmetro que não foi considerado ao realizar a extrapolação para edifícios de maior altura corresponde ao facto de um edifício com um maior número de pisos apresentar pilares e paredes de maior secção e/ou mais elementos verticais, o que induz a um maior consumo de explosivos. Apenas foi considerado o aumento de explosivo em relação ao maior número de pisos carregados. No entanto, como se demonstrou na Tabela 4.4, o custo com o material explosivo e os sistemas de iniciação é relativamente reduzido, 2.353,84 €, não fazendo alterar significativamente o custo por m^2 . Por outro lado, o custo com os equipamentos, consola de fogo, scanners, balança, sismógrafos, foi considerado com o factor de multiplicação de 1,5 e 2, quando este pode ser exactamente o mesmo independentemente da dimensão da demolição, o que acaba por balancear o custo do aumento da quantidade de cargas explosivas e de sistemas de iniciação, podendo até o número de sistemas de iniciação ser o mesmo se os elementos verticais apenas apresentarem uma secção de maiores dimensões.

É de salientar que, para realizar a comparação com a demolição por métodos tradicionais de um edifício de grande altura, este requeria equipamento especial para conseguir atingir a altura da cobertura e dos pisos mais elevados, ou seria necessário a colocação dos equipamentos no topo do edifício, por meio de gruas, o que para além dos custos adicionais da compra ou do aluguer destes equipamentos, acarreta riscos tanto de queda em altura como de colapso parcial devido às sobrecargas do equipamento. Possui, ainda, o custo relativo ao transporte de um maior número de equipamentos a deslocar para o local de obra.

Existem parâmetros, os quais não são tão facilmente quantificáveis, como é exemplo a interrupção de uma instalação ou a remoção de um equipamento. Tendo com exemplo o edifício do centro de medicina nuclear, localizado junto ao edifício C5, o qual possuía uma Gama-Câmara, a interrupção do uso deste equipamento foi de apenas 5 dias, sendo dois desses dias correspondentes ao fim de semana, apresentando apenas custos relativos à remoção e reinstalação, não sendo necessário o seu armazenamento em local próprio devido ao curto período em que ocorreu a demolição, reduzindo assim o custo, em comparação com a demolição tradicional, que obrigaria à interrupção e

armazenamento por vários meses. Para além do referido, o custo inerente a uma redução do tempo para a realização de toda a demolição é também um aspecto a considerar, pois permite que no local possa ser construído algo novo mais cedo, possibilitando obter os lucros dessa nova construção antecipadamente, para além de causar um menor transtorno à população vizinha e aos transeuntes, devido à menor duração do processo de demolição.

Para a realização da demolição de um edifício por métodos explosivos, é obrigatória a contratação de um seguro de responsabilidade civil. Este pode por vezes, ser difícil de conseguir, dada a falta de confiança das seguradoras neste tipo de demolições (Gomes e Brito, 2002). A obtenção deste tipo de seguros pode ser um parâmetro importante a ter em consideração quando é feita uma análise aos custos da demolição por métodos explosivos.

5. Conclusões e perspectivas de desenvolvimentos

5.1. Conclusões

Como mencionado na introdução desta dissertação, a demolição por métodos explosivos apresenta um registo de ocorrências crescente em Portugal. No entanto, fase ao reduzido conhecimento existente no nosso país, é uma técnica a investigar, compreender, ensaiar e aplicar, nas estruturas em que a demolição global ou mesmo parcial se adapte.

Uma das evoluções que permite uma maior exactidão na execução das demolições e um maior nível de segurança corresponde ao uso de sistemas de iniciação electrónicos, o qual possui erros de temporização extremamente reduzidos, permite a introdução de diferentes temporizações e, se necessário, a correcção destas mesmo após todo o sistema de lançamento de fogo estar montado. Este sistema de iniciação possui um elevado grau de segurança pois apenas é despoletado quando recebe o seu código de activação e energia necessária, evitando desta forma que seja accionado acidentalmente.

A selecção do mecanismo de colapso materializa o elemento chave para a definição dos vários trabalhos a executar na estrutura antes de realizar a demolição. A sua definição surge depois de uma correcta e pormenorizada avaliação da estrutura, da envolvente e do ambiente que a rodeiam. Após a definição do mecanismo de colapso, é realizada a modelação e são calculadas as cargas explosivas para que a demolição possa ser executada, resultando deste trabalho o plano de tiro, assim como as medidas de controlo de impactes.

A evolução dos *softwares* de cálculo automático é notória ao longo dos últimos anos, constituindo uma ferramenta de elevado valor para os engenheiros e, neste caso em específico, para os apoiar no projecto das demolições por métodos explosivos. Como tal, já existem ferramentas que permitem a análise das diferentes fases que os vários elementos resistentes de uma estrutura atravessam, desde o repouso até ocorrer o colapso. O método dos elementos aplicados é um exemplo disso, pois permite analisar uma estrutura desde a ocorrência de pequenos deslocamentos, à criação de fendas, separação dos elementos, colisão e colapso desta.

O cálculo das cargas explosivas é um processo cuja definição não é exacta, pois existe um elevado número de parâmetros que influencia a determinação destas. No entanto, com o conhecimento actual, é possível ter uma ordem de grandeza, na qual a experiência do projectista poderá ajudar a obter a quantidade de carga que melhor se adequa a uma determinada situação, tendo sempre presente que a quantidade de explosivo a aplicar poderá ser melhor avaliada com recurso aos tiros de ensaio.

Com a introdução do caso de estudo no capítulo 4 deste trabalho, demonstra-se que é possível realizar esta técnica de demolição em Portugal, mesmo não sendo uma situação muito favorável para

a demolição por métodos explosivos. Apesar de esta ocorrer dentro de um hospital, com grande proximidade a outros edifícios, um dos quais bastante sensível às vibrações e o edifício não apresentar a melhor configuração para este tipo de demolição, foi possível realizar a mesma não existindo problemas e perturbando ao mínimo todo o funcionamento do hospital.

Através da participação e análise do caso de estudo do edifício C5, foi possível compreender como todas as fases de demolição se interligam e qual a importância de cada uma para a realização de uma demolição segura, que ocorra na sequência planeada, obtendo a máxima fragmentação possível, causando o mínimo dano nas estruturas adjacentes e interferindo pelo mais curto período de tempo possível no meio envolvente existente, reduzindo os inconvenientes para a população.

Pela forma como toda a demolição é executada, é notório que o risco de acidentes pessoais é menor do que numa demolição tradicional, tanto para os elementos envolvidos na execução desta, como para a população que contacta com a obra ao longo da sua execução. O nível de segurança deve-se:

- i. Ao reduzido número de trabalhos em altura realizados pelos operários;
- ii. Ao elevado grau de eficácia e eficiência dos sistemas de iniciação, bem como à forma como estes são montados em obra e o controlo que é possível ter sobre estes;
- iii. Ao planeamento pormenorizado de toda a sequência de demolição;
- iv. Ao perímetro de segurança estabelecido para o momento da demolição o qual se encontra livre de pessoas.

Ao analisar as várias medidas de protecção enunciadas no capítulo 4.3 desta dissertação, é possível concluir que, executando um plano de demolição convenientemente e utilizando diferentes sistemas de contenção tanto do material projectado como da poeira gerada, é possível reduzir as vibrações transmitidas às estruturas adjacentes assim como absorver uma grande parte da onda de choque gerada pela demolição. Com a adopção das medidas de protecção, consegue-se também reduzir a projecção de material e efectuar um bom controlo da dispersão da poeira gerada, minimizando fortemente os impactes produzidos por este tipo de demolição.

Com a realização de uma análise de custos, mesmo que simplificada, é possível compreender que os custos da demolição por métodos explosivos serão consideravelmente inferiores aos de uma demolição tradicional, para um edifício de betão armado com pelo menos 5 pisos, o qual requeria equipamentos especiais para realizar a demolição de forma tradicional. Além disso, a demolição por métodos tradicionais apresenta tempos de execução superiores aos de uma demolição por métodos explosivos, o que leva a uma maior interrupção do funcionamento de instalações e equipamentos.

Como síntese conclusiva, pode-se afirmar que cada um dos vários métodos de demolição existentes, para além do método de demolição com recurso a explosivos, terá as suas vantagens e inconvenientes, apresentando cada método o seu campo de aplicação. Contudo, para edifícios de

betão armado, a partir de um determinado número de pisos, a demolição por métodos explosivos apresenta-se como uma solução bastante vantajosa em comparação com os métodos tradicionais.

5.2. Perspectivas de desenvolvimentos

Ao longo dos últimos anos, a demolição de edifícios de betão armado por métodos explosivos tem demonstrado um ligeiro aumento do número de incidência em Portugal. No entanto, existe uma clara necessidade de investigação, com o objectivo de estudar vários parâmetros dos quais não existe um conhecimento aprofundado. Neste contexto, a realização de ensaios experimentais ganha uma especial importância.

Como matérias de estudo e investigação, são propostos alguns temas a desenvolver sobre a área da demolição por métodos explosivos:

- realização de vários ensaios experimentais, com o objectivo de criar uma expressão para a determinação de cargas óptimas, mesmo levando a expressões com várias variáveis, devido ao elevado número de parâmetros a considerar. Criação de um documento, com vários valores tabelados de cargas explosivas a utilizar para diferentes geometrias, resistência, densidades de armadura, entre outros parâmetros, dos vários expostos na Tabela 2.2;
- estudo aprofundado do método dos elementos aplicados e de outros modelos de análise numérica, com vista à simulação do mecanismo de colapso e comparação com resultados de ensaios experimentais;
- análise da demolição de outros tipos de estrutura, para além dos edifícios de betão armado, como por exemplo silos, chaminés, estruturas metálicas, entre outros;
- estudo das vibrações produzidas pela detonação, pelo impacto da estrutura no solo e pela onda de choque, através da realização de ensaios e análise da bibliografia existente sobre o tema;
- investigação dos efeitos dinâmicos da detonação dos explosivos dentro de pilares, ou outros elementos estruturais, e a consequente propagação da onda de choque;
- comparação de custos, entre os métodos de demolição tradicionais e os métodos de demolição com recurso a explosivos, incluindo os custos directos com materiais, equipamentos e mão-de-obra, mas também os indirectos, como a redução do tempo de execução, a necessidade de deslocar um maior número de equipamentos para o local de obra, o período de interrupção de instalações, itinerários, entre outros, a necessidade de contratação de seguros e o custo relativo ao planeamento da execução da demolição;
- estudo do emprego de pequenas cargas explosivas para a realização de demolições parciais ou cortes localizados tanto em elementos de betão armado como elementos metálicos, não danificando os elementos adjacentes, ou ainda a sua utilização para fragmentar elementos de betão demolido facilitando a sua reutilização como agregado para betão reciclado.
- realização de ensaios para compreender a efectividade dos sistemas de contenção na fonte;

- fase à inexistência de legislação aplicada ao sector da demolição por métodos explosivos, a produção de recomendações nesta área, adaptando à realidade Portuguesa a legislação internacional existente. Através das entidades civis competentes nessa área, como por exemplo, o LNEC, com a ajuda do Exército Português, o qual possui alguma experiência no emprego de explosivos, pretende-se transformar essas recomendações em legislação.

Referências bibliográficas

AEM. (2014). *Applied element method*. [Site]. <http://www.appliedelementmethod.org/>. Consultado em 22/03/2014.

ASI. (2006). *Extreme loading for structures technical manual*. Applied Science International.

Barros, D. P. de (1984). *Explosivos, artifícios e agressivos químicos*. Lisboa, Portugal: Academia Militar.

Basto, J. F. (2011). *Explosivos de uso militar*. Centro de treino em Explosivos e Contra-medidas. Polo Permanente do PM001/V.N.Barquinha. Tancos.

Bernardo, P. (2014). *Sistemas de iniciação. Detonadores electrónicos. Análise comparativa*. Apoio às sessões de formação no Centro de Treino em Explosivos e Contra-medidas, Polo Permanente do PM001 V.N.Barquinha. Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia de Minas e Georrecursos. Lisboa.

Brito, J. de (1999). *Técnicas de demolição de edifícios correntes*. Mestrado Avançado em Construção e Reabilitação. Instituto Superior Técnico. Lisboa.

Costa, M. (2009). *Processos de demolição de estruturas*. (Dissertação de Mestrado). Universidade de Aveiro. Aveiro.

Derrube. (2008). *Building demolition*. [Fotografia]. www.fluxfactory.org. Consultado em 12/02/2014.

Elliott, R. J. & Woolf, R. (2000). *Demolition blasting of reinforced concrete structures*. In Holmberg, R. (ed. lit.), *Explosives & blasting technique*. Proceedings of the 1st world conference on explosives & blasting techniques (pp. 397-403). Munich, Germany: Balkema.

ELS. (2014). *Extreme loading for structures*. [Site]. <http://www.extremeloading.com/>. Consultado em 22/03/2014.

Esteves, J. M. (1993). *Controlo de vibrações provocadas por explosões na indústria da construção*. Lisboa, Portugal: LNEC.

Gomes, G. J. (2010). *Manual técnico de demolições por métodos explosivos*. Lisboa: Academia Militar.

Gomes, G. J. (2013). *Demolições por métodos explosivos*. Lisboa: Academia Militar.

Gomes, R. (2000). *Demolição de estruturas pelo uso controlado de explosivos*. (Dissertação de Mestrado em Construção). Instituto Superior Técnico. Lisboa.

Gomes, R. & Brito, J. de (2002). *O controlo da segurança nas demolições pelo uso controlado de explosivos*. In Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (Org.), *Os novos desafios na qualidade das obras* (pp. 421-430). Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Gomes, R. (2003). *Novas tecnologias na iniciação de cargas explosivas*. Proelium. Lisboa: Academia Militar.

Implosão. (2006). *Boardwalk implosion*. [Fotografia]. <http://www.vegas.com/lounge/implosions.html>. Consultado em 12/02/2014.

Jimeno C. L., Jimeno E. L. & Carcedo F. J. A. (1995). *Drilling and blasting of rocks*. New York, USA: Tayler & Francis.

Kasai, Y. (1988). *Demolition methods and practice*. Proceedings of the second international RILEM Symposium – V. 1. New York, USA: Taylor & Francis.

Lupoae, M. & Bucur, C. (2009). *Use of applied element method to simulate the collapse of a building*. SISOM 2009 and Session of the Commission of Acoustics, pp13-18, May. Bucharest Bucharest.

Manso, A. C. (2012). *Informação sobre custos: fichas de actualização*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Martins, Á. R. (1997). *Segurança na aplicação de explosivos na indústria da construção*. 1º Curso de especialização em segurança, higiene e saúde no trabalho. Instituto Superior Técnico. Lisboa.

MaxamPor (2011). *RIONEL LP Detonador não-eléctrico retardo longo*. Brochura, MaxamPor. Alcochete, Portugal.

Meyer, R. (1981). *Explosives*. (2nd ed.). Deerfiel Beach, Florida: Verlag Chemie.

Mota, P. J. F. (2011). *Abordagem prática para execução de taludes em obras rodoviárias com recurso a pré-corte*. (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto.

NP-2074 (1983). *Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares*. Lisboa.

Persson, P.-A., Holmberg, R. & Lee, J. (1993). *Rock blasting and explosives engineering*. Washington D.C., USA: CRC Press.

Pinto, E. O. (1956). *Substâncias Explosivas e Químicas*. 1ª Parte – Noções Rudimentares. Lisboa: Academia Militar.

Pinto, E. O. (1958). *Substâncias Explosivas*. 2ª Parte – Explosivos. Lisboa: Academia Militar.

Silva, M. (2008). *Avaliação do consumo energético no processo de demolição de construções*. (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Tagel-Din, H. & Rahman, N.A. (2006). *The Applied Element Method: the ultimate analysis of progressive collapse*. Structure magazine, pp 30-33, Abril.

Tagel-Din, H. (2009). *High Fidelity Modeling of Building Collapse with Realistic Visualization of Resulting Damage and Debris Using the Applied Element Method*. Applied Science International. <http://www.extremeloading.com/contents.aspx/els-dtra-report>. Consultado em 22/03/2014.

Telescópio. (2010). *Athlone cooling towers*. [Fotografia]. https://www.google.pt/?gfe_rd=ctrl&ei=H7opU8yqlOze8gfvmoGQAQ&gws_rd=cr#q=Athlone+cooling+towers+. Consultado em 12/02/2014

Anexos

Anexo A1

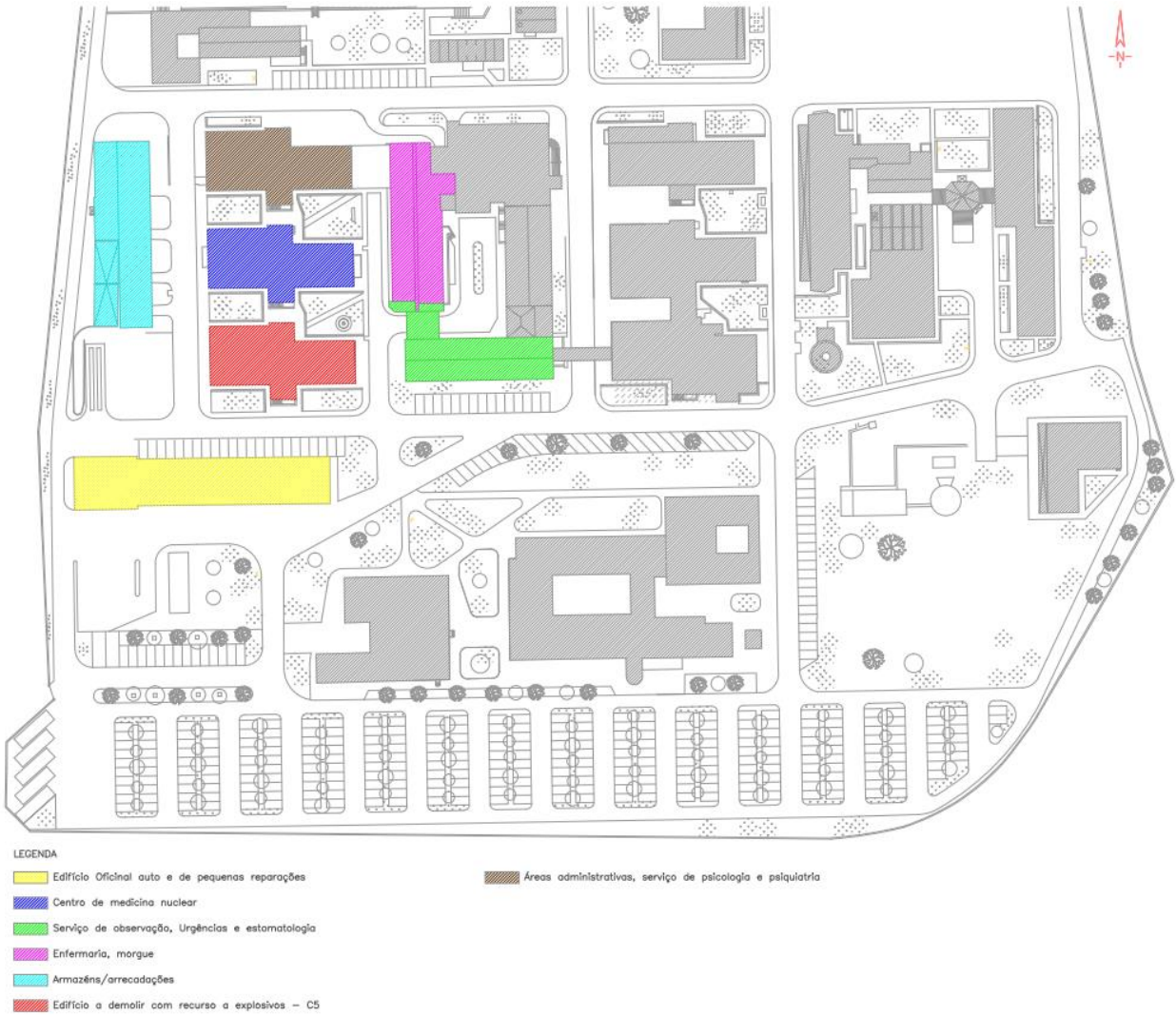


Figura A.1 - Planta de localização

Anexo A2

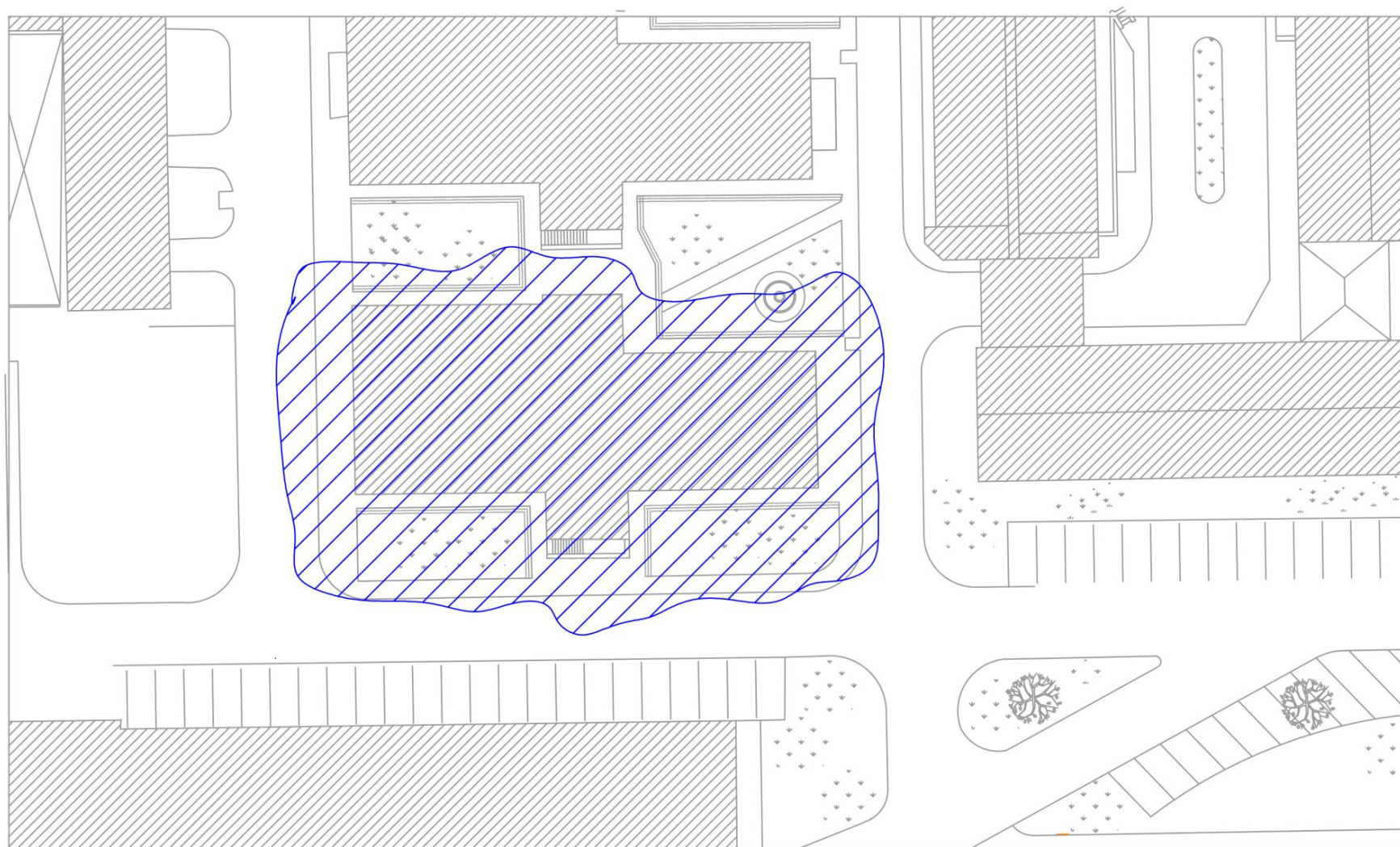


Figura A.2 - Pilha de escombros

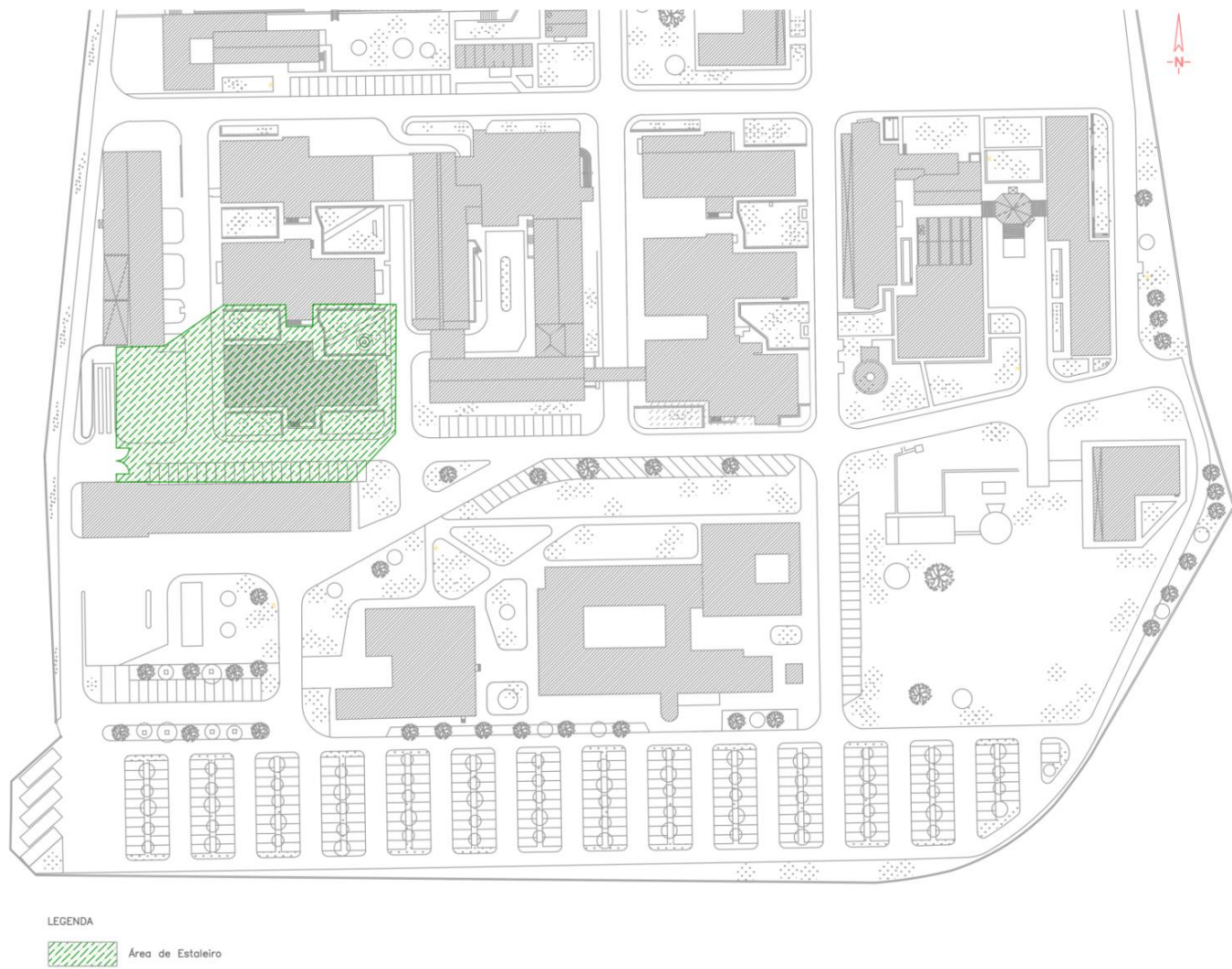


Figura A.3 - Planta de localização de estaleiro

Anexo A4

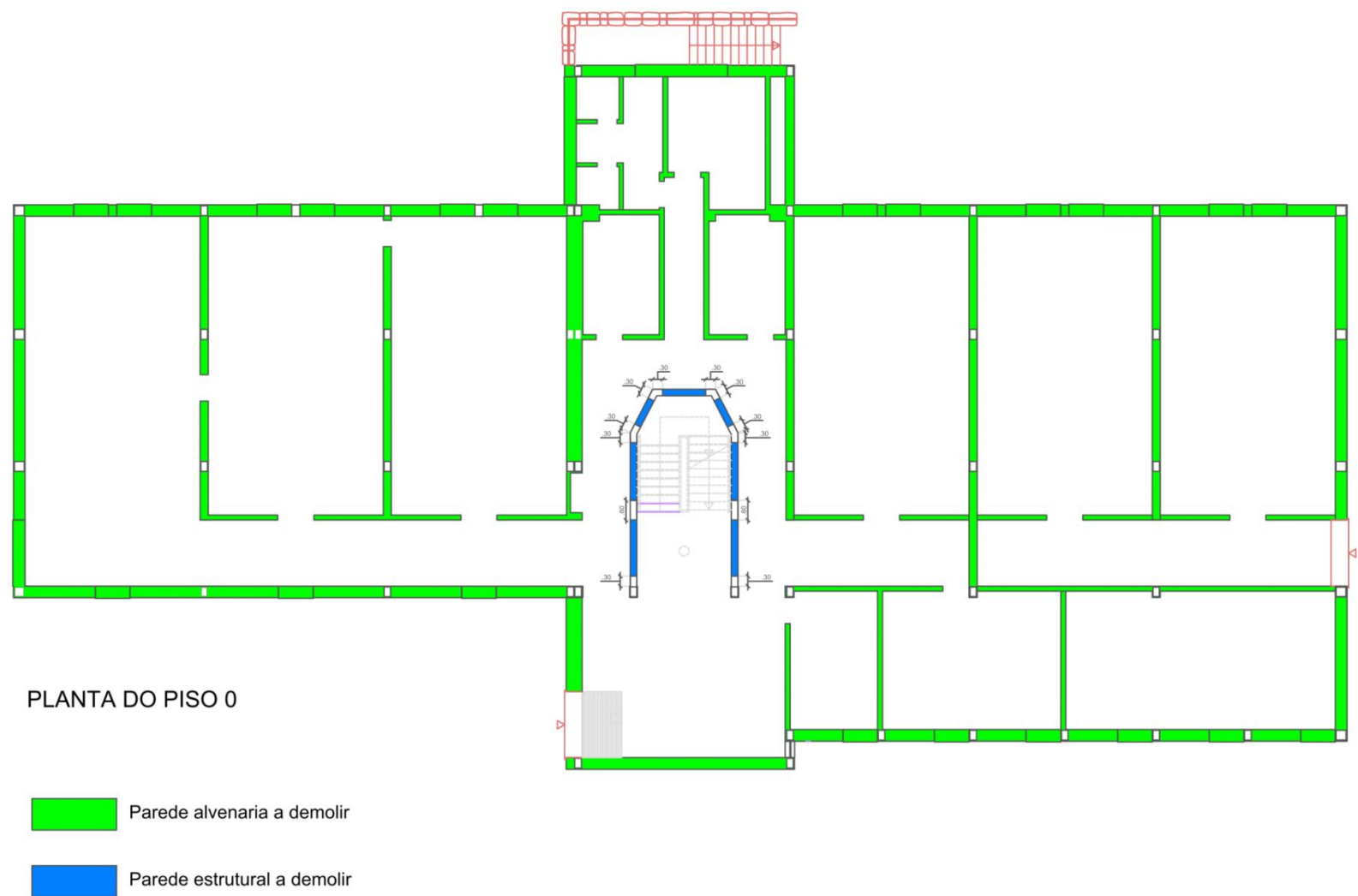


Figura A.4 - Planta do piso 0

Anexo A5

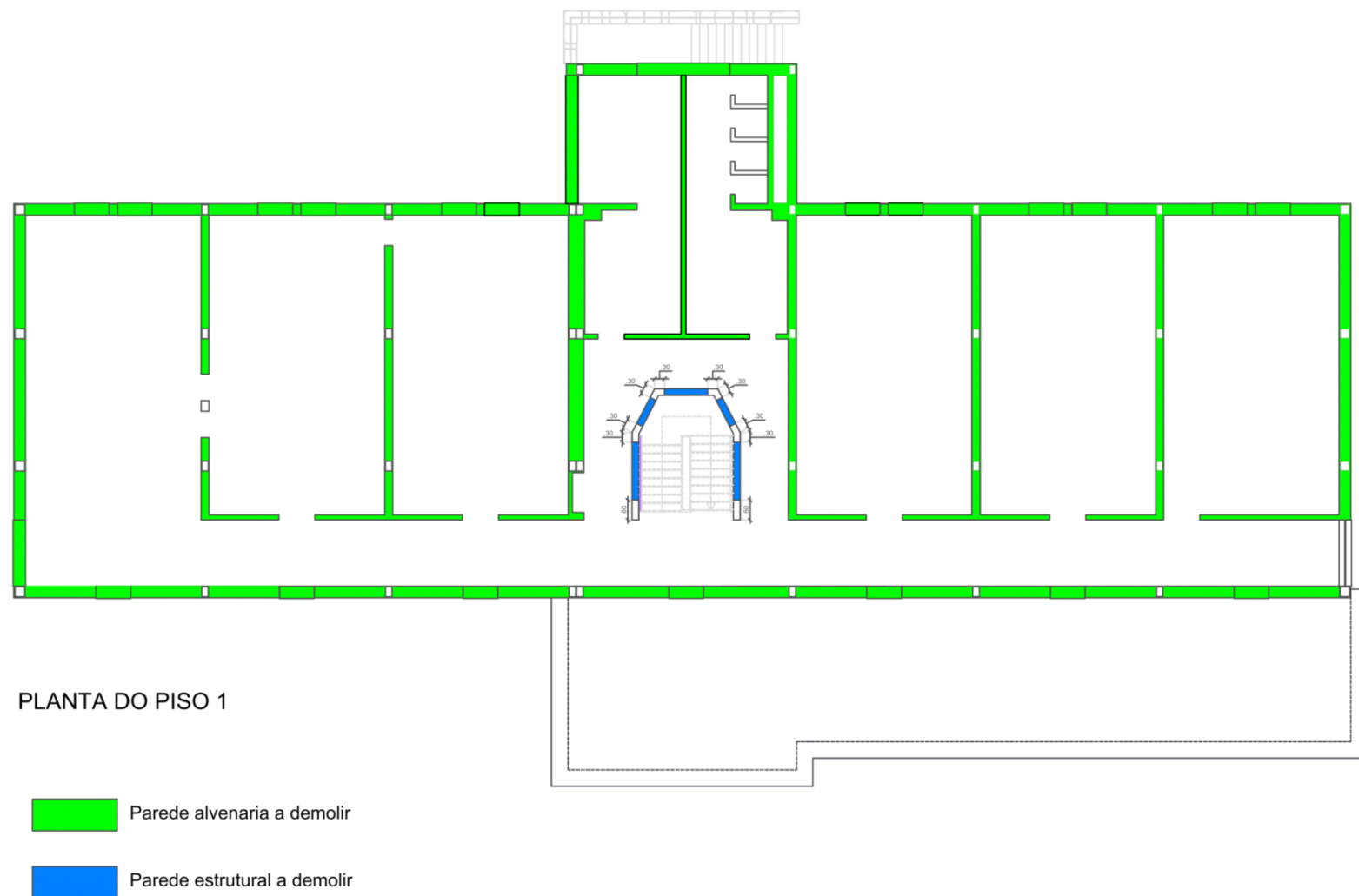


Figura A.5 - Planta do piso 1



Figura A.6 - Zona de exclusão

Anexo B

Tabela B.1 - Exemplo de ficha de custo e rendimento para demolição de uma parede de betão armado (Costa, 2009)

Data ⁽¹⁾ : Ago/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO ⁽²⁾ (Unidade = m ²)	B.1.6.1 ⁽⁹⁾	
Demolição de paredes de betão armado com 0,15 m de espessura				
Rendimento ⁽⁵⁾	Unidade ⁽⁴⁾	Recursos utilizados ⁽³⁾	Custos (€)	
			Unitários ⁽⁶⁾	Totais ⁽⁷⁾
0,060	h	Mini-escavadora hidráulica de 2,5 t com tesoura de corte de betão de 300 kg	35,00	2,10
0,060	h	Operador	9,00	0,54
0,210	l	Gasóleo	1,04	0,22
			Total ⁽⁸⁾	2,86

Em que:

- (1) Representa a data de actualização de valores e dados da ficha;
- (2) Descrição da operação de demolição e do elemento construtivo que irá ser demolido;
- (3) Representa o recurso utilizado para proceder à operação de demolição e descreve os equipamentos utilizados;
- (4) Representa a unidade em que o recurso utilizado é quantificado;
- (5) Representa o rendimento do recurso apresentado perante a realização da operação de demolição. Por exemplo, a mini-escavadora hidráulica com tesoura de corte de betão consegue demolir 1 m² de parede de betão armado em 0,06 horas;
- (6) Representa o custo por unidade do recurso utilizado na operação de demolição;
- (7) Representa o custo da operação de demolição realizada pelo recurso correspondente. É igual ao custo unitário vezes o rendimento;
- (8) Representa o custo total da operação de demolição. Corresponde ao somatório dos custos dos recursos utilizados;
- (9) Código de identificação da ficha no Anexo B.

Tabela B.2 - Demolição de paredes de alvenaria com mini-escavadora hidráulica com balde (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m²)	B.1.5.1	
Demolição de paredes de alvenaria de tijolo com 0,15 m de espessura				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
0,040	h	Mini-escavadora hidráulica de 2,5 t com balde	25,00	1,00
0,040	h	Operador	9,00	0,36
0,140	l	Gasóleo	1,04	0,15
			Total	1.51

Tabela B.3 - Demolição de paredes de alvenaria com mini-escavadora hidráulica com balde (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m²)	B.1.5.2	
Demolição de paredes de alvenaria de tijolo com 0,30 m de espessura				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
0,080	h	Mini-escavadora hidráulica de 2,5 t com balde	25,00	2,00
0,080	h	Operador	9,00	0,72
0,280	h	Gasóleo	1,04	0,29
			Total	3,01

Tabela B.4 - Corte de paredes de betão armado com disco diamantado (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m ²)	B.1.8.2	
Corte de parede de betão armado com 0,20 m de espessura com disco diamantado de parede (área de corte)				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
0,100	h	Equipamento de corte de parede com disco diamantado	40,00	4,00
0,100	h	Unidade hidráulica	3,50	0,35
0,100	h	Operador de corte diamantado	15,00	1,50
0,100	h	Ajudante de corte diamantado	15,00	1,50
			Total	7.35

Tabela B.5 - Demolição de paredes de betão armado com mandíbulas de demolição (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m ²)	B.1.10.2	
Demolição de paredes de betão armado com 0,20 m de espessura				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
1,000	h	Mandíbulas de demolição	10,00	10,00
1,000	h	Grupo hidráulico	3,50	3,50
1,000	h	Operador	9,00	9,00
1,000	h	Operador	9,00	9,00
			Total	31,50

Tabela B.6 - Demolição de vigas e lajes de betão armado com escavadora hidráulica equipada com tesoura de corte de betão ou martelo hidráulico (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m ²)	B.2.5.1	
Demolição de vigas e lajes em betão armado com 0,20 m de espessura				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
0,033	h	Escavadora hidráulica de 30 t com tesoura de corte de betão de 2,4 t	70,00	2,31
0,033	h	Operador	9,00	0,30
0,627	l	Gasóleo	1,04	0,65
			Total	3,26

Tabela B.7 - Demolição de lajes aligeiradas com vigotas pré-esforçadas (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m ²)	B.2.6.1	
Demolição de laje de vigotas pré-esforçadas e abobadilhas cerâmicas com 0,20 m de espessura com martelo pneumático				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
0,300	h	Martelo pneumático	2,00	0,60
0,300	h	Compressor	10,00	3,00
0,300	h	Operador	9,00	2,70
			Total	6,30

Tabela B.8 - Demolição de vigas e lajes de betão armado com mandíbulas de demolição (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m²)	B.2.10.1	
Demolição de vigas e lajes de betão armado com 0,20 m de espessura				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
1,000	h	Mandíbulas de demolição	10,00	10,00
1,000	h	Unidade hidráulica	3,50	3,50
1,000	h	Operador	9,00	9,00
1,000	h	Operador	9,00	9,00
			Total	31.50

Tabela B.9 - Demolição de pilares de betão armado com escavadora hidráulica equipada com tesoura de corte de betão ou martelo hidráulico (Costa, 2009)

Data: Fev/2009		DESCRIÇÃO DA OPERAÇÃO (Unidade = m³)	B.3.4.1	
Demolição de pilares de betão armado (1 m³ de betão armado)				
Rendimento	Unidade	Recursos	Custos (€)	
			Unitários	Totais
0,170	h	Escavadora hidráulica de 30t com tesoura de corte de betão 2,5t	70,00	11,90
0,170	h	Operador	9,00	1,53
3,230	l	Gasóleo	1,04	3,36
			Total	16,79